

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Návrh mikrotunelování II. etapy výstavby Úslavského
kanalizačního sběrače v Plzni

Microtunnelling Design of the 2nd Extension of Uslava's
Sewer in Pilsen

Student:	Bc. Veronika Petříková
Vedoucí diplomové práce:	doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc.

Ostrava 2013

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Veronika Petříková**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Návrh mikrotunelování II. etapy výstavby Úslavského kanalizačního sběrače v Plzni**
Microtunnelling Design of the 2nd Extension of Uslava's Sewer in Pilsen

Zásady pro vypracování:

Úvod

Vyhodnocení výsledků mikrotunelování v I. etapě výstavby

Podmínky II. etapy výstavby

Návrh technologie mikrotunelování pro II. etapu výstavby

Technicko-organizační plán

Ekonomicko-technický rozbor nákladů

Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

Klepsatel, František; Raclavský, Jaroslav. *Bezvýkopová výstavba a obnova podzemních vedení*. Bratislava : JAGA, 2007. ISBN 978-80-8076-053-3.

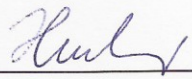
Stein, Dietrich. *Trenchless Technology for Installation of Cables and Pipelines*. Bochum : Stein&Partner Germany, 2005. ISBN 3-00-014955-4.

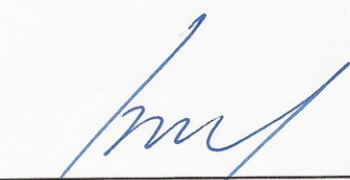
Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc.**

Datum zadání: 28.02.2013

Datum odevzdání: 02.12.2013


doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry


prof. Ing. Darja Kubečková, Ph.D.
děkanka fakulty



Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě:

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB - TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB - TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB - TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB - TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB - TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB - TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě:

.....

Podpis studenta

Anotace

Metoda mikrotunelování je typem bezvýkopové technologie, užívané s úspěchem např. k výstavbě inženýrských vedení v zastavěných oblastech. Diplomová práce zpracovává návrh mikrotunelování pro II. etapu výstavby Úslavského kanalizačního sběrače v Plzni. Návrh se opírá o poznatky získané během I. etapy výstavby sběrače. Práce obsahuje kapitoly zhodnocení inženýrsko-geologických podmínek nové trasy a shrnutí průběhu výstavby I. etapy jak z hlediska technologií, tak i mimořádných situací v této etapě. Ze jmenovaných poznatků je navržena trasa sběrače, volba typu mikrotunelovací technologie, tj. stroj, mikrotunelovací hlava a způsob odtěžení zeminy. Dále je pozornost věnována volbě protlačovacích trub a jejich posouzení na tlačnou sílu, rozměrům startovacích a cílových šachet. Závěrečné kapitoly návrhu jsou věnovány technicko-organizačnímu plánu a možným variantám průběhu výstavby. Poslední kapitola návrhu provádí ekonomické zhodnocení metody mikrotunelování a porovnává technologie mikrotunelování s výstavbou sběrače v zapáženém výkopu. Diplomová práce obsahuje 62 stran.

Annotation

The microtunnelling method is a type of trenchless technology used successfully in municipality network utilities construction in built-up areas. The master thesis processes design for the second phase of Uslava's sewer in Pilsen. The design is based on the knowledge gained during the first phase construction of the sewer. The text of thesis contains chapters that evaluate of engineering-geological conditions of the new route and summarize the experience gained during the construction of the first phase, both in terms of technology as well as extra ordinary situations meet at this phase. According to the stated findings it is proposed a route of sewer and selected a microtunnelling technology in particular the microtunnelling head and the method of spoil removal. Attention is paid to the choice of jacking pipes and their assessment on compressive strength and to the dimensions of starting and target shafts. The final chapters are devoted to the design of technical-organizational plan and to possibilities of its modification during construction. The last chapter drafts an economic evaluation of the microtunnelling method and it compares the microtunnelling technology to a construction of the sewer by an open trench technology. The master thesis contains 62 pages.

Klíčová slova

mikrotunelování, bezvýkopové technologie, výstavba inženýrských sítí, Úslavský kanalizační sběrač

Keywords

Microtunneling, Trenchless Technology, Construction of Utility Network, Uslava's Sewer

Obsah

Seznam použitého značení	8
1. Úvod	9
1.1. Princip metody mikrotunelování.....	9
1.2. Inženýrsko-geologické poměry na zájmovém území.....	11
2. Vyhodnocení výsledků mikrotunelování v I. etapě výstavby	14
2.1. Popis trasy.....	14
2.2. Prováděcí technologie	16
2.3. Povodně	23
2.3. Závěrečné zhodnocení výsledků výstavby I. etapy ÚKS	24
3. Podmínky II. etapy výstavby	27
4. Návrh technologie mikrotunelování pro II. etapu výstavby	29
4.1. Trasa	29
4.2. Návrh typu mikrotunelovacího stroje a mikrotunelovací hlavy	33
4.3. Návrh technologie odtěžení zeminy.....	34
4.4. Volba protlačovacích trub a jejich posouzení na tlačnou sílu	37
4.4.1. Výpočet tlačné síly	38
4.5. Návrh rozměrů startovacích a cílových šachet	42
4.6. Návrh revizních šachet	47
5. Technicko – organizační plán	49
5.1. T – O plán za použití jednoho stroje a jedné mechanizace	50
5.2. T – O plán za použití dvou strojů a dvou mechanizací	51
6. Ekonomicko – technický rozbor nákladů	53
7. Závěr	57
Seznam použitých pramenů	58
Seznam obrázků	60
Seznam tabulek	61
Seznam příloh	62

Seznam použitého značení

A – plocha přenášející tlak [mm^2]

DN – Světlý profil

EPB - Earth pressure balance

F_{dov} – maximální dovolená protlačovací síla při přímém protlačování trub [N]

G – odporová síla proti vnikání řezného štítu do zeminy [kN]

G_b - odpor proti vniknutí štítu do zeminy [kN]

G_p - síla vyvolaná pažením v podobě zemního klínu, nebo výplachem [kN]

G_{vh} - odpor proti vniknutí vrtné hlavy do zeminy [kN]

HPV – hladina podzemní vody

IGP – Inženýrsko-geologický průzkum

L - délka pažící konstrukce [mm]

M – plášťové tření [kPa]

R – odporová síla od plášťového tření [kN]

ÚKS – Úslavský kanalizační sběrač

a – statistické vyhodnocení ze 191 mikrotunelovacích projektů s hydraulickou dopravou zeminy – 3,43 pro písek/štěrk [-]

d_a – vnější průměr protlačovací trouby [m]

$d_{a \min}$ – nejmenší vnější průměr trouby [mm]

$d_{a,s}$ - vnější průměr štítu [m]

$d_{i \max}$ – největší vnitřní průměr trouby [mm]

l – délka protlaku [m]

l_{op} – obvod pláště trouby [m]

p_0 – odporový tlak, který působí na štít [kPa]

s – maximální dovolená deformace [mm]

β_{LD} – pevnost trubního materiálu v tlaku [Mpa]

γ - součinitel bezpečnosti [-]

σ - maximální přípustné napětí [Mpa]

σ_0 – napětí při rovnoměrném zatížení trouby [Mpa]

1. Úvod

Projekt Úslavský kanalizační sběrač byl připravován několik let. Jedná se o podzemní inženýrskou liniovou stavbu, jejíž trasa je situována v jihovýchodní části města Plzně, kde bude sloužit k odkanalizování nových objektů, nebo částí města, které byly napojeny na sousední kanalizační trasy, popř. napojení stávajících objektů, které byly dosud napojeny na septiky. Vybudováním sběrače by tak mělo být docíleno vyšší čistoty povodí řeky Úslavy a celkově příznivého vlivu na životní prostředí.

Výstavba Úslavského kanalizačního sběrače je rozdělena do dvou etap. I. etapa bude sloužit k odkanalizování částí Plzeň – Doubravka, Lobzy a Božkov. II. etapa pokrývá území Plzeň - Božkov a Koterov.

1.1. Princip metody mikrotunelování

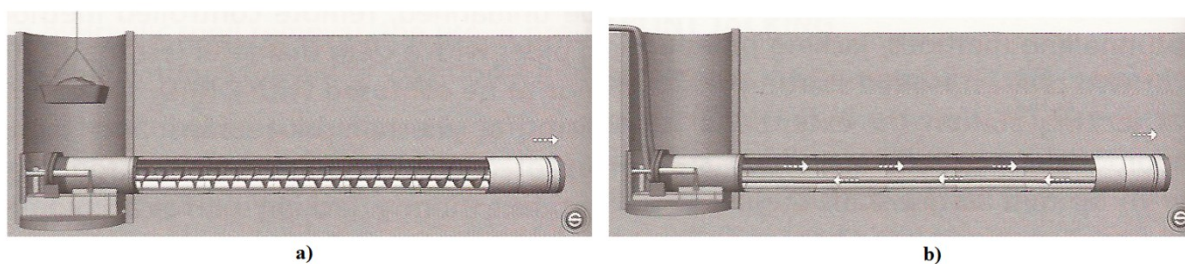
Tato práce se zabývá především návrhem mikrotunelování pro II. etapu výstavby. Samotné mikrotunelování je druh bezvýkopové technologie, užívané pro výstavbu podzemních děl. Dle [7] je mikrotunelování popsáno jako dálkově řízená metoda bez obsluhy na čelbě, která slouží pro protlačování trub se světlym průměrem do 1200 mm. Přítomnost pracovníků na čelbě není nutná, což je také výhoda z důvodu ochrany zdraví při práci. A to jak při samotném mikrotunelování, tak při provádění údržby nebo odstraňování poruch při přestávkách.

Základní dělení této metody je dle dopravy zeminy na povrch na:

- mikrotunelování se šnekovou dopravou zeminy
- hydraulickou dopravou zeminy
- pneumatickou dopravou zeminy
- dopravou jiným mechanickým způsobem [7].

Mikrotunelování se šnekovou dopravou zeminy

Jedná se o mechanickou, kontinuální metodu dopravy zeminy na povrch, kdy pod ochranou transportních trub je pomocí šnekového dopravníku zemina dopravována do zásobníku ve startovací šachtě, odkud je vertikálně a kontinuálně dopravována na povrch. Doprava je tedy celkově rozdělena do dvou fází: horizontální a vertikální. Transportní potrubí se nachází uvnitř protlačovaného potrubí, kde musí zůstat dost místa na laserový paprsek, kterým se kontroluje směr protlačování. Dle [5] je tato metoda vhodná pro trouby z různých materiálů, DN až 1 m, na délku vrtu až 150 m, pro různé typy zemin, použitelná nad i pod HPV. Do této metody je možné řadit i metodu EPB, kdy se vytěžená zemina opírá o výrub a vytváří tak protiváhu tlaku od zeminy do výrubu. Teprve poté je mechanicky odtěžena na povrch.



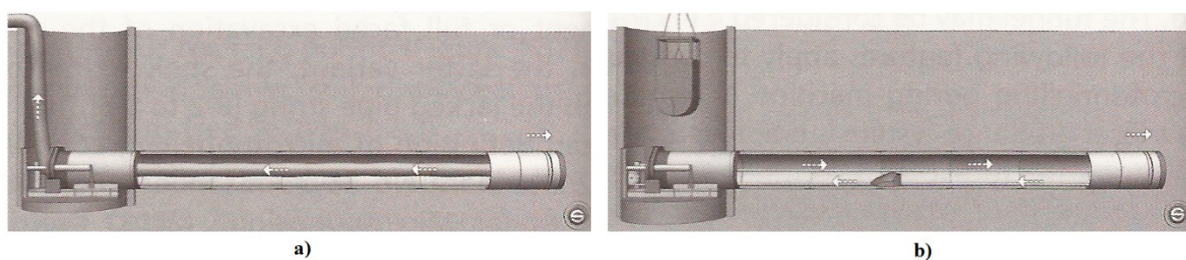
Obr. 1 – a) Schéma dopravy zeminy šnekovým dopravníkem, b) Schéma hydraulické dopravy zeminy [7]

Mikrotunelování s hydraulickou dopravou zeminy

Jedná se o dopravu pomocí média, transportním potrubím umístěným uvnitř protlačovaných trub. Doprava zeminy je zajištěna tak, že transportní kapalina působí na pevné částice zeminy či horniny silou, která překračuje sílu působení částic proti směru transportu těchto částic. Směrem k čelbě je dopravováno samotné médium a zpět je druhým potrubím odváděna směs transportního média a zeminy k separaci, kde se médium od zeminy odděluje a zemina je dále ukládána do kontejneru na zeminu. Výhodou této metody je jednoduchá montáž, rychlejší postupy než u mechanické dopravy, a že systém dopravy horizontální a vertikální je ucelený systém, cyklicky uzavřený. Jak uvádí [5], tato metoda dopravy zeminy je vhodná pro DN 200 – 1200 mm, a pro protlačovanou délku až 150 m. Je možné ji použít jak v zeminách, tak ve skalních horninách, nad i pod HPV.

Mikrotunelování s pneumatickou dopravou zeminy

Vyznačuje se stejně jako doprava hydraulická, ale jako transportní médium zde funguje vzduch, který je se zeminou smíchán a sacím potrubím je dopraven do kontejneru na vytěženou zeminu. Tato metoda zatím není příliš rozšířená.



Obr. 2 – a) Schéma pneumatické dopravy zeminy, b) Schéma dopravy zeminy jiným mechanickým způsobem [7]

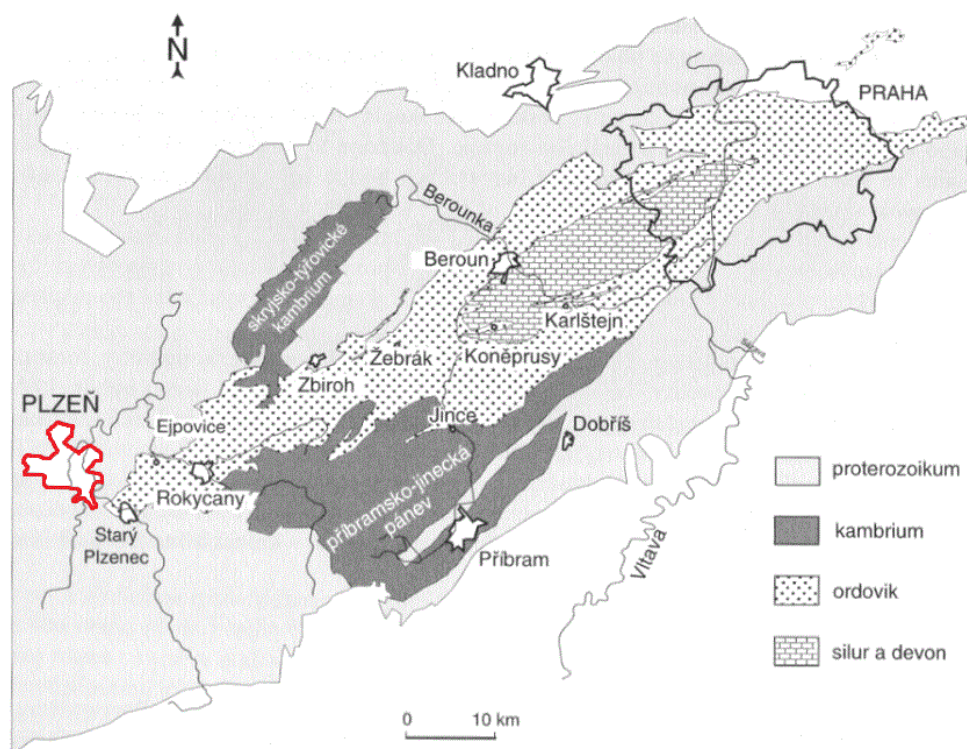
Mikrotunelování s dopravou zeminy jiným mechanickým způsobem

Doprava zeminy zde probíhá v rozpojeném stavu nebo v menších nerozpojených částech např. pomocí škrabákového nakladače, který zeminu dopraví potrubím do startovací jámy, kde je ukládána do kontejneru na vytěženou zeminu. Odtud je pak dopravena vertikálně stejným způsobem jako u šnekových dopravníků na povrch.

1.2. Inženýrsko-geologické poměry na zájmovém území

Pokud je na výstavbu ÚKS nahlíženo z geotechnického hlediska, je prvotním záměrem pečlivě prostudovat zájmové území pomocí inženýrsko-geologického průzkumu. Klasifikace geologických a hydrogeologických podmínek vychází především ze zprávy o výsledcích IGP [10] a ze závěrečné zprávy o IGP [8].

Město Plzeň se rozkládá na Plzeňské kotlině. Trasa sběrače je pak navrhována ve východní části Plzně, kde dle regionálně-geologického členění spadá pod území Barrandienské oblasti. Zde je podloží tvořeno horninami svrchního proterozoika, jak je zřejmé z Obr. 3.



Obr. 3 - Zjednodušená geologická mapa centrální části barrandiensko-tepelské oblasti [14]

Zájmové území zde prochází nivou řeky Úslavy. Podklad je ve větší části tvořen jílovitoprachovitými břidlicemi. Břidlice jsou v některých částech zvětralé, rozpukané, s žilkami křemene a impregnací pyritem. Ve spodních vrstvách podkladu se nacházejí břidlice málo porušené až zdravé s občasnými průniky bazaltových magmatických hornin, vykazující vysoké pevnosti. Silně zvětralé horniny nacházející se ve svrchnějších místech, jsou silně rozpukané. Při povrchu se nacházejí horniny zcela zvětralé a rozložené na jílovitopísčité zeminy, v některých místech mohou být s příměsí horninových úlomků. V severní části zájmového území tvoří nadloží břidlic karbonské arkózové pískovce střednězrné místy až hrubozrné, kde se mohou vyskytovat drobné valouny. Při povrchu rozložené na jílovité a hlinité písky. Tyto pískovce jsou od hornin svrchního proterozoika tektonicky omezena. Předpokladem je pak, že území kolem řeky Úslavy je rozrušeno systémem zlomů ve směru SSZ-JJV v kombinaci se směrem, jež je na něj kolmý. Na celém území nivy Úslavy je zjištěna šterková terasa překrytá holocenními naplaveninami, tvořená hrubými šterky místy s příměsí

valounů a písčité štěrky, místy s příměsí jílu, nebo písky s příměsí jílu či jílovitými písky. Pokryv na území nivy řeky Úslavy je tvořen sedimenty fluvialními, vzniklé holocenními naplaveninami řeky Úslavy mívající charakter jemnozrnných popř. písčitých zemin, v menší míře ale také sedimenty deluvialními, které tvoří písčité hlíny místy tuhé až pevné s příměsí úlomků či valounů. A sedimenty eolickými, které jsou tvořeny hlinitými písky. Velkou mírou je pokryv tvořen činností člověka v podobě násypů a navážek proměnlivého charakteru. Především byly zjištěny navážky o mocnosti až 8 m, složené z popele či komunálního odpadu, severně poblíž hlavní komunikace v Plzni-Doubravce [8] [10].

Z hydrogeologického hlediska se jedná o rajón 134 – Kvartérní sedimenty Berounky a jejich přítoků, tedy Úslavy v Plzeňské kotlině. Hlubší kolektory patří pod rajón 622 - Krystalinikum a proterozoikum. V podložních břidlicích je koloběh podzemní vody vázán na porušenost těchto proterozoických hornin, především puklinatost břidlic. Ve svrchnějších zónách probíhá oběh podzemní vody propustným horizontem zvětralých, porušených hornin. Ve štěrkových sedimentech se nachází hlavní horizont HPV. Hloubka ustálené HPV byla zaměřena v celé trase 0,6 až 5,36 m pod terénem. Koloběh vody je zde zajištěn průlinovou propustností. Směr proudění podzemní vody je téměř totožný se směrem toku vody v řece. Nacházejí se zde zvodně s volnou až napjatou hladinou, které jsou překryté slabě propustnými uloženinami holocenních nánosů. Do těchto zvodní se infiltroje především voda srážková. V údolí nivy řeky Úslavy je podzemní voda hydraulicky vázána na vodu v řece, čímž může její ustálená hladina s časem kolísat v závislosti na výšce hladiny povrchové vody. Slabě propustné holocenní naplaveniny mohou občas infiltraci z povrchu bránit a vytvářet nové umělé zvodně v prostředí naplavenin a násypů, které by byly zdrojem přítoků do vyhloubených výkopů. Chemismus podzemní vody, zjišťovaný na odebraných vzorcích, vykazuje charakter vody agresivní XA2, protože zde byl zachycen výskyt CO₂ a síranů. Síraný se budou s největší pravděpodobností nacházet v podzemní vodě kolující proterozoickými břidlicemi s pyritem [8] [10].

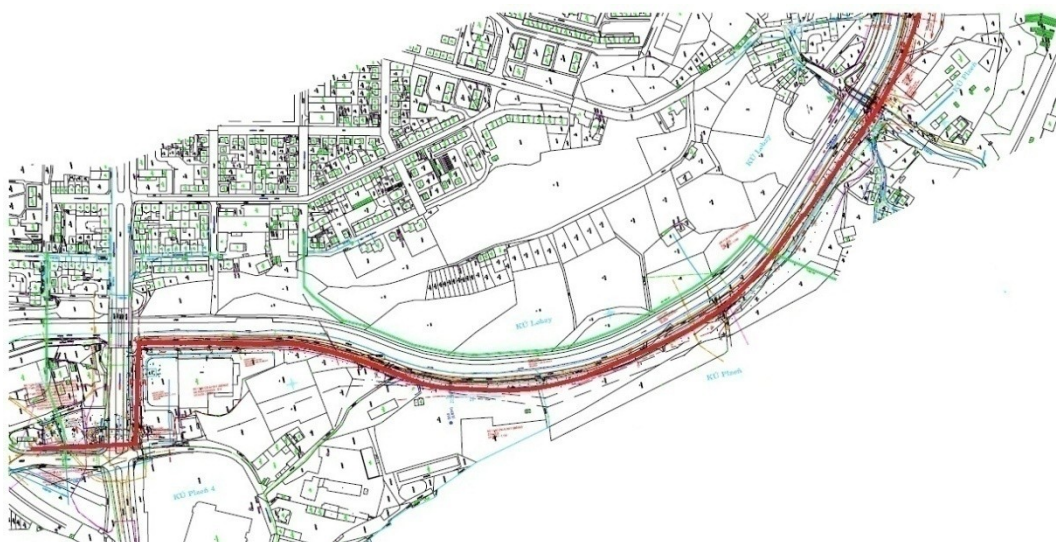
2. Vyhodnocení výsledků mikrotunelování v I. etapě výstavby

Výstavba I. etapy se dokončovala zároveň s vypracováváním této práce a byla dále rozdělena na 1. a 2. část. Její vyhodnocení pak slouží k vypracování návrhu mikrotunelování II. etapy, která se bude od užitých technologií a postupů odvíjet, neboť zkušenosti z této I. etapy poslouží k vypracování návrhu, který bude optimální z hlediska času a finančních nákladů. Zejména proto, že zájmové území obou etap pokrývá podobná geologie. Toto vyhodnocení bylo vypracováno především po konzultaci s pracovníky podílejících se přímo na výstavbě a dle podkladů [11].

2.1. Popis trasy

Úslavský kanalizační sběrač je v I. etapě veden z části města Plzeň – Doubravka a pokračuje přes Plzeň – Lobzy do části Plzeň – Božkov, kde trasa I. etapy končí. Celková délka je 3,161 km.

Začátek výstavby v Plzni – Božkově je vedena pod ulicí Jateční, kde přechází přes křižovatku Jateční a Rokycanské ulice a vede podél břehu řeky Úslavy. U prvního většího meandru Úslavy ji sběrač podchází. Podél břehu řeky pokračuje trasa až do Božkova, kde je opět vedena pod dnem řeky, kolem točny trolejbusů postupuje až k ulici K Jezu. Koncová část je vedena v délce zhruba 200 metrů pod touto ulicí. Situace trasy je znázorněna na obr. 4 a obr. 5.



Obr. 4 – Situace trasy I. etapy – 1. část [11]



Obr. 5 – Situace trasy I. etapy – 2. část [11]

Je zřejmé, že větší část trasy je vedena v nezastavěné oblasti kolem břehu řeky Úslavy. Část sběrače je provedena metodou mikrotunelování a část je provedena v zapažených výkopech. V průběhu trasy I. etapy se mění profil sběrače z 800 mm na 1000 mm celkem dvakrát. Přehled užitých profilů a metod výstavby je uveden v Tab. 1, která vychází z podkladů [11].

Metoda výstavby	Profil		Σ
	Ø 800 mm	Ø 1000 mm	
Mikrotuneling	785 m	1147 m	1932 m
Výkop	283 m	946 m	1229 m
Σ			3161 m

Tab. 1 – Přehled délek úseků dle druhu metody a profilu potrubí [11]

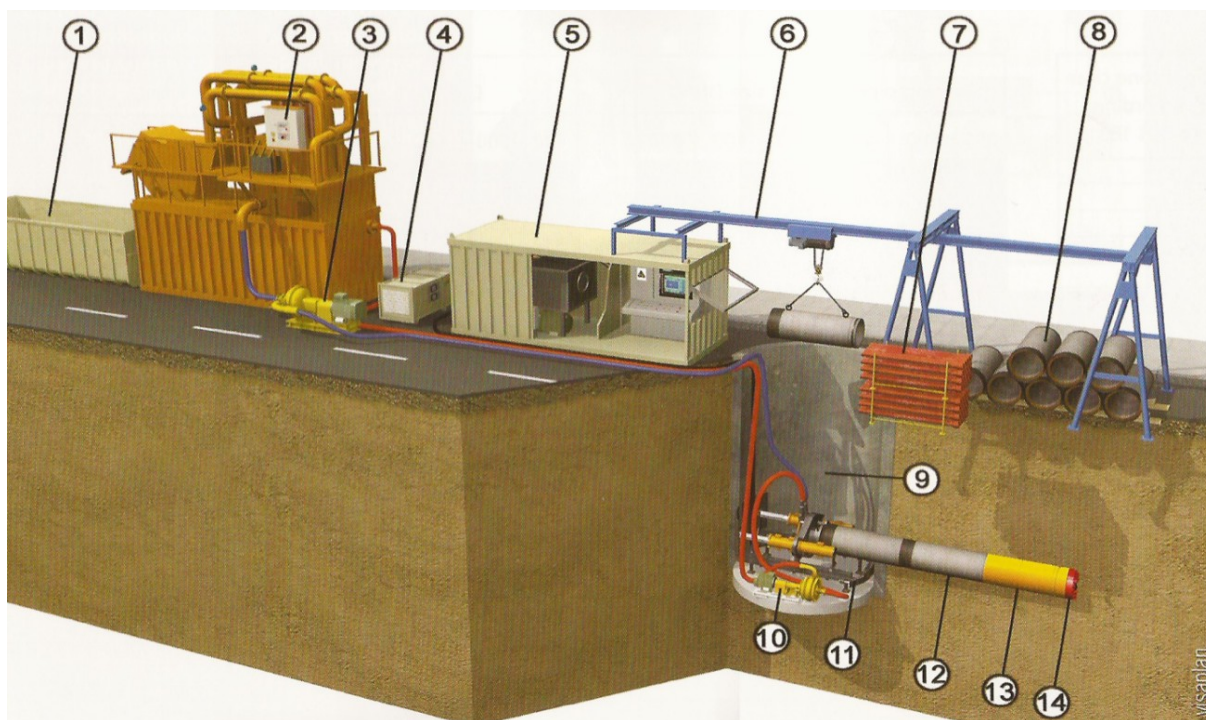
Změnu profilu nastavuje projektant pro vodohospodářské stavby v závislosti na potřebném průtokovém profilu. Směr toku odpadních vod ve sběrači je opačný směru výstavby. Proto je ražba či pokládka trub do rýh prováděna nejprve v profilu DN 1000 mm. Tato část bude přivedena do čistírny odpadních vod v Plzni – Doubravce. Ve vzdálenosti 1,8 km je tento profil snížen na hodnotu 800 mm. Dalo by se předpokládat, že ve stejném profilu bude výstavba vedena až do konce. Z důvodu přechodu metody výstavby na ražbu metodou mikrotunelování, protože se zde budoval podchod pod řekou, byl zvolen opět DN 1000 od kóty 2,052 km do 2,363 km. Změna profilu je podmíněna technologickými důvody, kdy by maximální tlačná síla pro DN 800 mm nemusela být dostačující pro délku protlaku v těchto místech.

2.2. Prováděcí technologie

Při návrhu metody mikrotunelování se vychází z geologických podmínek a hydrogeologických podmínek dané lokality. Tyto podmínky byly výše popsány v části 1.2. Inženýrsko-geologické poměry. Prováděcí technologie zahrnuje celé zařízení staveniště, vyobrazené na schématu obr. 6.

Samotnému mikrotunelování předchází vybudování startovací a cílové jámy a osazení a zprovoznění všech technologií. Startovací a cílové jámy byly vybudovány v místech, kde dle zásad pro kanalizaci musejí být umístěny přístupové šachty. Tyto jámy byly klasickým způsobem vyhloubeny z povrchu hloubicí technikou pod ochranou zabíraných štětovnic typu Larsen. Po vyhloubení byly rozepruty rámy z ocelových válcovaných profilů. Asi u pěti šachet nebylo možné štětovnice zarazit na celou hloubku jámy z důvodů geologické stavby

území. Dno jámy zasahovalo v těchto místech zhruba 2 metry do skalního podloží. Řešením bylo zaberanění štětovnic do největší možné hloubky a poslední dva metry byly postupně vyhloubeny po 1 m a zapaženy stříkaným betonem, vyztuženým Kari sítí.



Obr. 6 – Mikrotunelování s hydraulickou dopravou zeminy: 1 – kontejner na vytěženou zeminu, 2 – separace, 3 – čerpadlo, 4 – generátor, 5 – kontejner s řídicí jednotkou a hydraulickým agregátem, 6 – jeřábová dráha, 7 – transportní potrubí, 8 – trouby, 9 – startovací jáma, 10 – dopravní čerpadlo, 11 – tlačná stanice, 12 – řetězec protlačovaných trub, 13 – mikrotunelovací štít, 14 – vrtná hlava [6]

Obr. 6 popisuje případ I. etapy, protože zde byla zvolena hydraulická doprava vytěžené zeminy. Princip metody je popsán v kapitole 1.1. Mikrotunelování. Médiem pro dopravu zeminy, výplach čelby, stabilizaci čelby a lubrikaci trub byla voda + bentonit a voda + polymer. Druh transportní kapaliny si volí stavbyvedoucí v závislosti na momentální geologii. Je to z toho důvodu, že každý druh výplachu jinak působí na různé druhy zemin a hornin. Celý systém výplachu a dopravy zeminy je systém uzavřený, kde po průchodu separací se médium opět dopravuje k čelbě, jako nový výplach. Takto médium může sloužit v průměru 2 až 3 dny, opět v závislosti na momentálních geologických podmínkách. Obvykle je po cca 3 dnech médium znečištěné a namíchá se nová směs, která koluje v potrubí opět až 3 dny.

Samotný postup ražby pak zajišťuje vrtná hlava č. 14, která se pohybuje excentricky a tlačná stanice č. 11 a Obr. 7, umístěná ve startovací jámě. Transportní médium, zvláště při práci pod HPV, je nutné udržovat pod jistým přetlakem, čímž se zajistí stabilizace výlomu. Toto médium se dopravuje pomocí výplachového potrubí označené č. 7 na čelbu a druhým potrubím stejného typu je nazpět dopravován výplach i s vytěženou zeminou. Je možné užít potrubí o dvou různých profilech, kde pro vratné potrubí k separaci je potřeba většího profilu, neboť se jím dopravuje médium + zemina, ale v tomto případě bylo použito jednoho druhu potrubí o Ø 100 mm pro dopravu tam i zpět. Vodotěsné spoje se zajišťují rychlospojkami. Transportní kapalina dopraví zeminu až k separaci č. 2, Obr. 8, kde se zemina od transportní kapaliny odděluje a uloží do kontejneru na vytěženou zeminu č. 1, popř. je možné vytěženou zeminu dopravovat přímo na korbu nákladního auta, které zeminu rovnou odváží. Ukládání trub kanalizačního sběrače do startovací šachty probíhalo pomocí jeřábu Obr. 9.



Obr. 7 – Tlačná stanice ve startovací jámě [Foto autor]

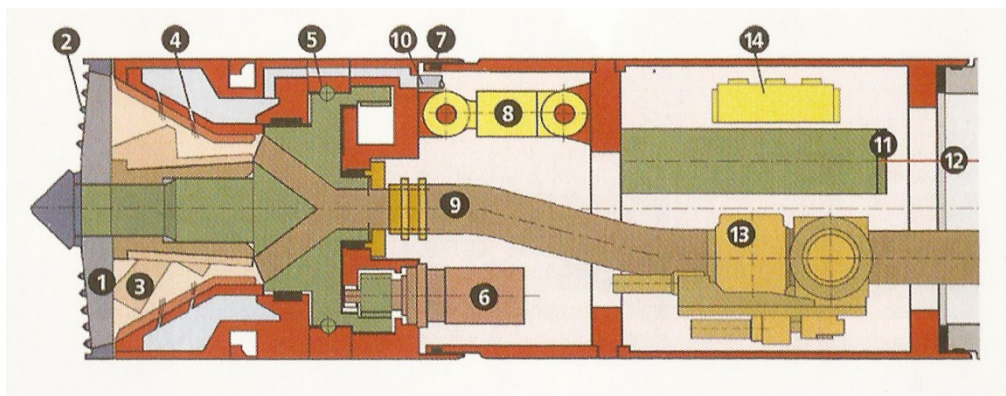


Obr. 8 – Separace a ukládání vytěžené zeminy do nákladního auta [Foto autor]



Obr. 9 - Jeřáb pro ukládání trub [Foto autor]

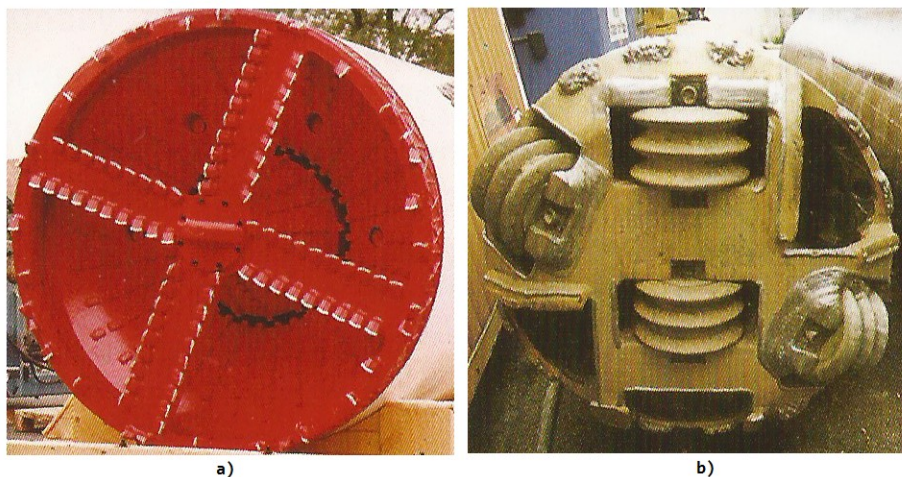
Mikrotunelovací hlavy se volí v závislosti na geotechnických faktorech zájmového území. Ve své podstatě se jedná o způsob rozdrčení rostlého masívu. Je proto nutné zohlednit všechny druhy zemin a hornin vyskytující se v trase plánované výstavby. Zmapování trasy budoucího objektu je zajištěno inženýrsko-geologickým průzkumem. Vždy je na místě počítat s nečekanými překážkami, které není možno jakýmkoliv průzkumem zmapovat přesně. Může se jednat o bludné kameny a balvany, popř. předměty, které jsou na místě zanechány v důsledku lidské činnosti např. kabelové vedení, základy bývalých objektů nebo i válečné předměty. Všechny tyto faktory by mohly mít za následek poškození mikrotunelovací hlavy, zpomalení postupu výstavby, což by také způsobilo zvýšení finančních nákladů. Schéma mikrotunelovacího stroje a hlavy pro hydrodopravu zeminy je znázorněn na Obr. 10.



Obr. 10 – Schéma mikrotunelovacího stroje s hydraulickou dopravou zeminy:

- 1 – řezná hlava, 2 – řezné nástroje, 3 – drtící a mísící komora, 4 – vodní trysky,
 5 – hlavní ložisko, 6 - rotační pohon, 7 – těsnění kloubu, 8 – řídicí válec, 9 – transportní
 potrubí, 10 – přívodní potrubí, 11 – deska zacílení laseru, 12 – laserový paprsek, 13 – obtok,
 14 – ventilová souprava [6]

Typy mikrotunelovacích hlav, které se běžně užívají, se rozdělují dle pevnosti ražené horniny na zeminové a skalní hlavy. V případě zeminové hlavy, je možný postup horninami o pevnosti v tlaku do 30 MPa. Skalní hlavy, jsou pak schopny tyto pevnosti a pevnosti vyšší překonat. Ovšem v případě výskytu jílovitých zemin, je použití skalní hlavy neefektivní. Jako řezné nástroje jsou na skalní hlavě umístěna dláta, které slouží k drčení skalního masívu a směrovému vedení hlavy. Skalní hlavy také obecně vykazují nižší postupy než hlavy zeminové.



Obr. 11 – a) příklad zeminové hlavy, b) příklad skalní hlavy [6]

Vzhledem k charakteru břidličnatého prostředí, se předpokládalo, při styku s výplachovou vodou, rozpad břidlic na jílovité části, což by způsobilo zpomalení postupu skalní hlavy z důvodu zalepení valivých dlát a nutnosti jejich výměny. To má také za následek zvýšení finančních nákladů. Všechny tyto faktory jsou záporné vlastnosti skalní hlavy a je nutné její nasazení pečlivě zvážit. Na výstavbě I. etapy ÚKS byly zvoleny tyto tři typy mikrotunelovacích strojů:

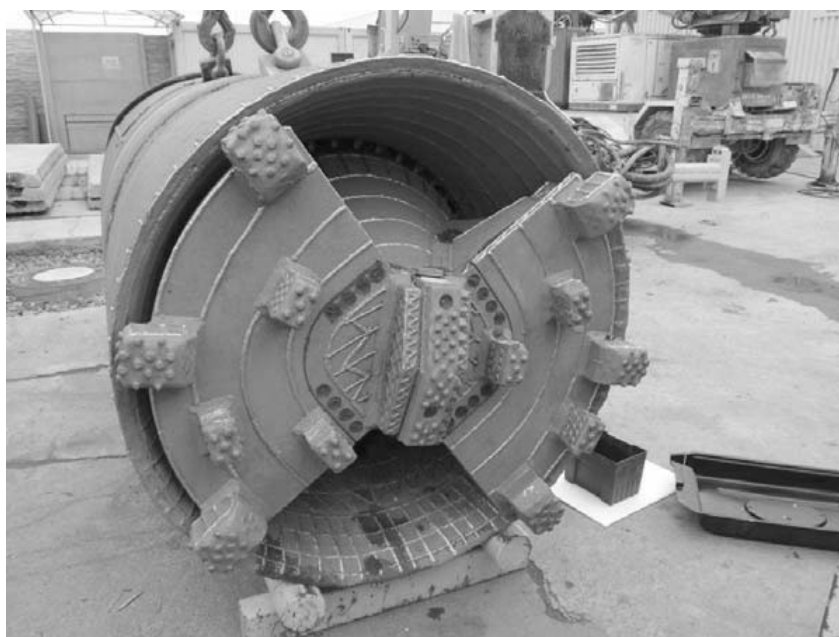
- Iseki TCC Unclemole 980
- Iseki TCC Unclemole 1280
- Iseki TCC/R Unclemole 980 / 1280

Mikrotunelovací stroj Iseki TCC Unclemole 980 a Iseki TCC Unclemole 1280 jsou stroje se zeminovou hlavou, použitelnou do štěrkových zemin a břidličnatého podloží s pevností do 30 MPa. Stroje jsou rozlišné pouze v profilu, protože jak již bylo zmíněno, v I. etapě výstavby ÚKS byly použity trouby o DN 800 mm a 1000 mm. V první fázi výstavby však břidlice nevykazovaly předpokládaný rozpad na jíly, ale všechny zkoušené vzorky nevykazovaly pevnosti vyšší než 15 MPa. Nebylo proto nutné ihned nasazovat skalní hlavu, avšak byly provedeny úpravy na hlavě zeminové, které spočívaly především ve vyztužení razících ramen a ochraně periferních zubů, které na čelbě vytváří cca 1cm nadvýlom, jež je potřebný k postupu ražby v pevné kompaktní hornině Obr. 12.



Obr. 12 – Upravená zeminová hlava [1]

Pro potřeby razit v břidličnatém prostředí pak byla zvolená hlava, speciálně vyrobená pro tuto stavbu. Jedná se o typ Iseki TCC/R Unclemole 980 / 1280. Jedná se o skalní hlavu upravenou pro situaci, kdy byla účinná i při průchodu jílovitou zeminou a rozloženými břidlicemi Obr. 13.



Obr. 13 – Speciálně vyrobená skalní hlava [3]

2.3. Povodně

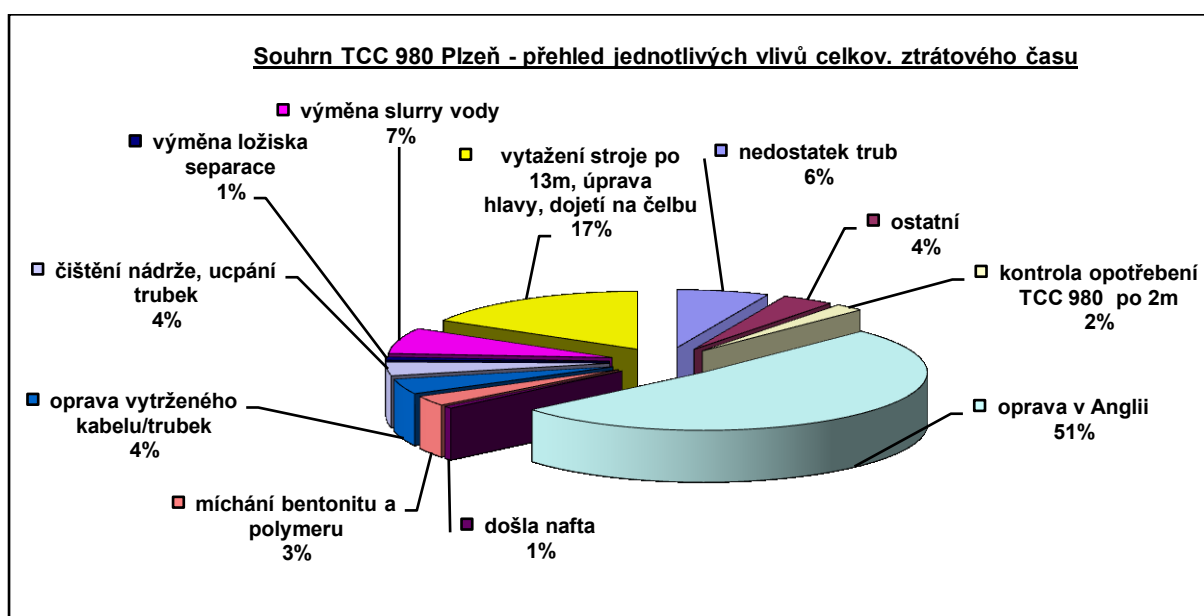
Na území kolem řeky Úslavy je nutné počítat s lokálními záplavami, kdy každoročně dochází ke zvýšení hladiny vody v řece a jejímu následnému rozvodnění. Avšak není možné předem předpokládat, jaké následky toto rozvodnění může na výstavbu mít. Při projekci se obecně neuvažuje se zvýšením hladiny o více než desítky centimetrů. Tomuto problému se předchází opatřením dle vyhlášky ČBÚ 55/1996 Sb., kde je uvedeno, že ústí jámy je potřeba zabezpečit proti přítoku povrchové vody do jámy a ohrožení pracovníků, nebo poškození technologie. To se dá provést např. obetonováním ústí jámy s okapním plechem, či pažící konstrukcí, která bude vystupovat alespoň 20 – 30 cm nad terén. Vždy je nutno vypracovat havarijný plán pro situace, jako je např. povodeň. Tento plán sestává z pokynů, které mají zabránit ohrožení pracovníků na životech a pokud je to možné, zamezit poškození technologií. Při prvním ohlášení zvýšení hladiny vody je nutné kontrolovat přítok do jámy. Může se také užít záložní čerpadlo k odčerpávání vody na staveništi zpět do koryta řeky. Při dalším zvýšení hladiny je pak nutné opuštění pracoviště zaměstnanci. Není dáno zákonem ani vyhláškou preventivně instalovat protipovodňová opatření. Návrh takového opatření by musel být součástí projektu a odsouhlasen investorem, popř. by tyto prostředky musela vlastnit prováděcí firma, neboť jejich nákup a instalace představuje celkem značné zvýšení finančních nákladů. Není nikdy možné předem stanovit, o jakou hodnotu se hladina povrchové vody zvýší a není proto nutné tyto prostředky předem instalovat. Avšak v případě, kdy je vyhlášen 1. povodňový stupeň a hladina řeky stále stoupá, je možné s těmito opatřeními začít počítat.

Při výstavbě I. etapy ÚKS došlo k předpokládanému rozvodnění. Avšak hodnota zvýšení hladiny vody v řece dosahovala až 4 m. Opatřením proti přítokům vody do jámy bylo, že Larsenové stěny se nezabíraly až k povrchu, ale vystupovali 1 m nad terén. V tomto případě však nebylo opatření účinné. Odmontování technologií nebylo v tomto případě možné, protože mikrotunelovací stroj se nacházel shodou okolností v místě pod řekou. Přestože v tomto případě se protipovodňová opatření v podobě nafukovacích vaků instalovala, došlo k jejich poruše a staveniště bylo i tak zaplaveno vodou. Bylo tak možné pouze sledovat průběh záplav a po jejich odeznění identifikovat poruchy. Mikrotunelovací stroj byl opraven pod zemí, kde byl zanechán před zatopením a to tak, že se zezadu stroje vyměnily všechny elektronické části a technologické součástky zatopením poškozené.

Pro budoucí výstavbu II. etapy ÚKS by mohla být součástí havarijního plánu varianta, kdy se nejpozději při vyhlášení III. povodňového stupně budou instalovat protipovodňové stěny, nebo vaky, které za cenu zvýšení nákladů ochrání technologii, přičemž by se náklady i tak zvýšily v závislosti na poškození technologie vlivem zatopení. Při odstraňování poruch také dochází ke ztrátovým časům, kterým by se tímto opatřením předešlo.

2.4. Závěrečné zhodnocení výsledků výstavby I. etapy ÚKS

Pro metodu mikrotunelování, kterou se tato práce snaží prosadit, se občas staly některé úseky problematické. Nebylo možné přesně zmapovat rozmístění spilitů v trase, a proto došlo k poruše stroje, konkrétně ulomení razícího ramene. Bylo potřeba stroj vykopat a vyměnit vrtací hlavu za skalní. Tento problém pak nastal i v místě kde byl opět profil změněn na 1000 mm. Pro každý typ stroje i hlavy platí, že po určité zdolané vzdálenosti dochází k opotřebení vrtných nástrojů. Po každém vytažení stroje se provádí údržba, ale jejich občasná náhrada, či výměna je cca po 500 m nevyhnutelná. S nějakými ztrátovými časy je vždy nutné počítat.



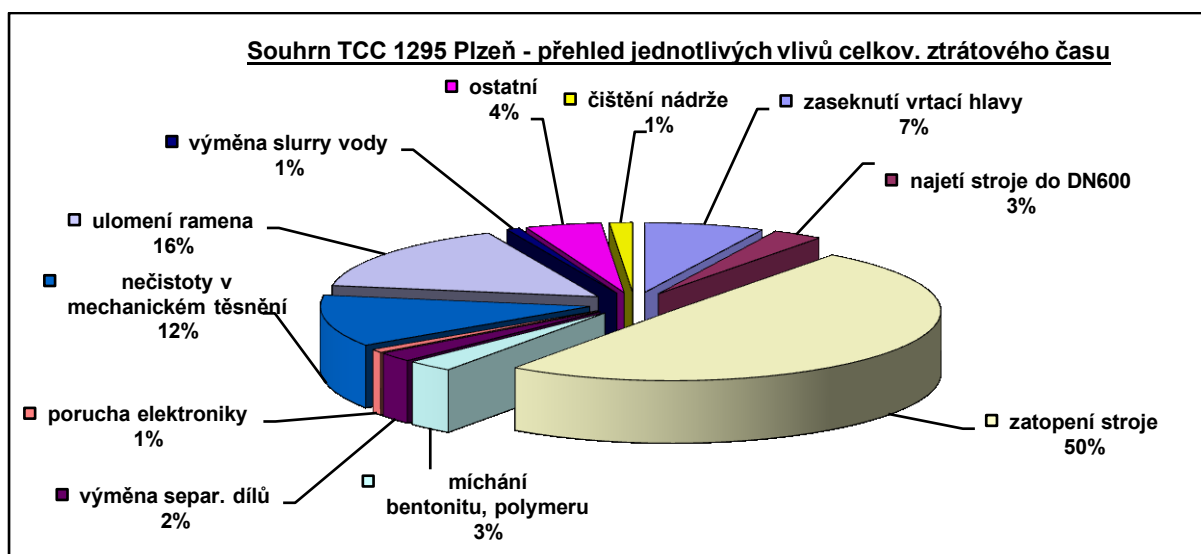
Obr. 14 – Přehled vlivů celkových ztrátových časů pro ražbu v DN 800 [11]

I přestože při návrhu a realizaci úprav mikrotunelovací hlavy došlo ke zpoždění, průměrné denní postupy po těchto úpravách vykazovaly značné zrychlení ražby a toto opatření se jeví jako vhodné. Samotné úpravy pak trvaly cca 3 dny. Pro I. etapu jsou v Tab. 2 informativně uvedeny průměrné denní postupy pro DN 800 před a po úpravě hlavy, které byly provedeny na prvním úseku po 13 m.

Úsek (š>š)	Ražená délka	Začátek a konec ražby	Denní průměr ražby *	Geologie
[číslo]	[m] / (š/š)	[datum]	[m] / 24 h	
1 (45>44)	13	28.6. - 10.7.2012	0,96	Břidlice, místy žíly křemenu
1 (45>44)	47	10.7. - 13.7.2012	15,26	Břidlice, místy žíly křemenu
2 (45>46)	64	16.7. - 20.7.2012	15,15	Břidlice, místy žíly křemenu
3 (47>46)	66	26.7. - 31.7.2012	11,99	Břidlice, místy žíly křemenu
4 (47>48)	58	04.8. - 06.8.2012	24,64	Břidlice, místy žíly křemenu
5 (48>50)	82	10.8. - 16.8.2012	14,55	Břidlice, místy žíly křemenu
6 (39>41)	122	22.8. - 30.8.2012	16,13	Břidlice, místy žíly křemenu
7 (53>55)	110	13.3. - 20.3.2013	15,39	Břidlice 100%
8 (57>55)	106	11.4. - 21.4.2013	21,79	Břidlice 100%
9 (57>59)	86	28.4. - 07.5.2013	20,95	Břidlice 100%

Tab. 2 – Přehled postupů ražby v I. etapě výstavby pro DN 800 [11]

Ražba v DN 1000 mm (Tab. 3) probíhala obdobně, tedy s upravenou zeminovou hlavou pouze úseky 6 a 7 byly provedeny hlavou ve standardní výbavě, což znázorňují opět pomalejší postupy. Ražba v úseku 5 pak byla na čas zastavena z důvodu ulomení ramene a úsek 5b byl proveden již skalní hlavou. Na tomto úseku také došlo k již zmíněným povodním v kapitole 2.3. Povodně. Ražba tedy byla zastavena do doby opravy všech zatopených technologií.



Obr. 15 - Přehled vlivů celkových ztrátových časů pro ražbu v DN 1000 [11]

Úsek (š>š)	Ražená délka	Začátek a konec ražby	Denní průměr ražby *	Geologie
[číslo]	[m] / (š/š)	[datum]	[m] / 24 h	
1 (24>22)	134	11.09. - 19.09.2012	17,68	Jíl, štěrkopísek, písek
2 (24>26)	135	22.09. - 30.09.2012	17,81	Jíl, štěrkopísek, břidlice
3 (27>26)	45	10.10. - 17.10.2012	7,25	Jíl, štěrkopísek
4 (27>30)	154	22.10. - 29.10.2012	22,29	Jíl, štěrkopísek
5a (44>41)	20 (178)	10.11. - 12.11.2012	12,60	Břidlice 90%, žíly křemenu 10%
6 (31>30)	60	14.12. - 28.12.2012	4,28	Jíl 20%, valouny 80%
7 (31>32)	6 (59)	02.01. - 03.01.2013	3,80	Jíl 20%, valouny 80%; břidlice 40%, valouny 60%
8 (4>6)	110	08.02. - 18.02.2013	11,45	břidlice 70%, štěrkopísek 30%; břidlice 100%
9 (3>2)	57	26.02. - 02.03.2013	16,99	břidlice 80%, štěrkopísek 20%; břidlice 100%
5b (44>41)	158	21.05. - 24.07.2013	1,94	břidlice s křemeny 70%; břidlice 40%, štěrkopísek 60%

Tab. 3 – Přehled postupů ražby v I. etapě výstavby pro DN 1000 [11]

3. Podmínky II. etapy výstavby

Výstavba stavby takového charakteru jako je kanalizační stoka musí podstoupit kontrolu z řad i jiných odvětví, než je geotechnika. V první řadě je zde třeba dodržet pravidla pro výstavbu kanalizací z pohledu projektování vodohospodářských staveb a staveb technického zařízení se zaměřením na vodovodní řady. Dle původní myšlenky projektu Čistá Berounka bylo zamýšleno, aby nový sběrač sloužil katastrálním územím Plzeň – Božkov, Koterov a Bručná. Všechny základní vstupy vytvoří projektant vodohospodářských staveb, který se řídí příslušnými normami. Je třeba zvážit uložení ostatních sítí v zájmovém území, neboť existují pravidla pro vzájemné křížení podzemních vedení a jejich vzdáleností. Do tohoto návrhu je pak zapotřebí vzít v potaz také:

- návrh přístupových šachet, které budou za životnost stoky sloužit k jejich revizi, údržbě, čištění, protože právě u kanalizací je velká možnost ucpání stoky, tyto šachty se pak umístí také v každém zalomení trasy, nikdy by neměla vzdálenost šachet od sebe přesahovat délku 50 m (70 m) pro DN do 1200 mm
- čerpací stanice, sloužící k přečerpání odpadních vod do čistírny odpadních vod
- spojné komory, které se umísťují na soutoku dvou stok
- spadiště, spojné komory a retenční nádrže

Základními vstupy pro návrh mikrotunelování II. etapy výstavby ÚKS jsou inženýrsko-geologické poměry. Tyto poměry byly podrobně popsány v kapitole 1.2. Inženýrsko-geologické poměry. Lze říci, že ražba bude probíhat ve velice podobných podmínkách, jako ražba I. etapy. Větší míra výstavby proběhne ve štěrkové terase, tvořené hrubými štěrky občas s příměsí valounů a místy písčité štěrky. Popř. písčité štěrky s příměsí jílu, nebo písky s příměsí jílu či jílovitými písky. Do břidličnatého podkladu se dostane v počátku a ke konci trasy. Chování těchto břidlic se dá předpokládat z výstavby I. etapy, kde se nacházely břidlice krystalické, pevné ale s užitím zeminové hlavy s úpravami, které byly popsány v kapitole 2.2. Prováděcí technologie, nepředstavovaly problém pro postup ražby. Je možné zde opět uvažovat výskyt spilitů, které vykazují velké pevnosti, vyskytují se neuspořádaně a mohou představovat problém pro razicí techniku.

II. etapa začíná ve stejném místě, kde I. etapa končí, tedy pod ulicí K Jezu potrubím o DN 800 mm. Hloubka uložení se bude pohybovat mezi 2 – 7,5 m pod povrchem, dle určeného spádu. V I. etapě výstavby bylo kromě bezvýkopové technologie, využito také pokládání trub do zapažených výkopů. Kvůli složitým hydrogeologickým podmínkám bude nejvýhodnější z hlediska času, náročnosti provedení, ale i financí v tomto případě vybudovat celou trasu bezvýkopovou technologií.

Dle podkladů [12] je v návrhu poslední úsek vybudován v profilu DN 400 mm. Jedná se však o počáteční úsek vzhledem k proudění odpadních vod a nebude tady potřeba velkého průtokového profilu. Z tohoto důvodu se profil zvýší na DN 800 mm až v místě šachty č. 98. I v tomto případě je možno užít bezvýkopové technologie.

V návrhu je uvažováno, že u každé startovací jámy bude možné umístit zařízení staveniště. V těchto místech bude zapotřebí vymezit plochu cca 200 m², kde bude umístěna technologie a zásoby materiálů potřebných pro ražbu. Do této plochy také spadá zázemí pro zaměstnance. Ke sběrači budou připojeny přípojky vedoucí k odkanalizovaným objektům. Tyto přípojky budou také vystaveny v DN 400 mm.

4. Návrh technologie mikrotunelování pro II. etapu výstavby

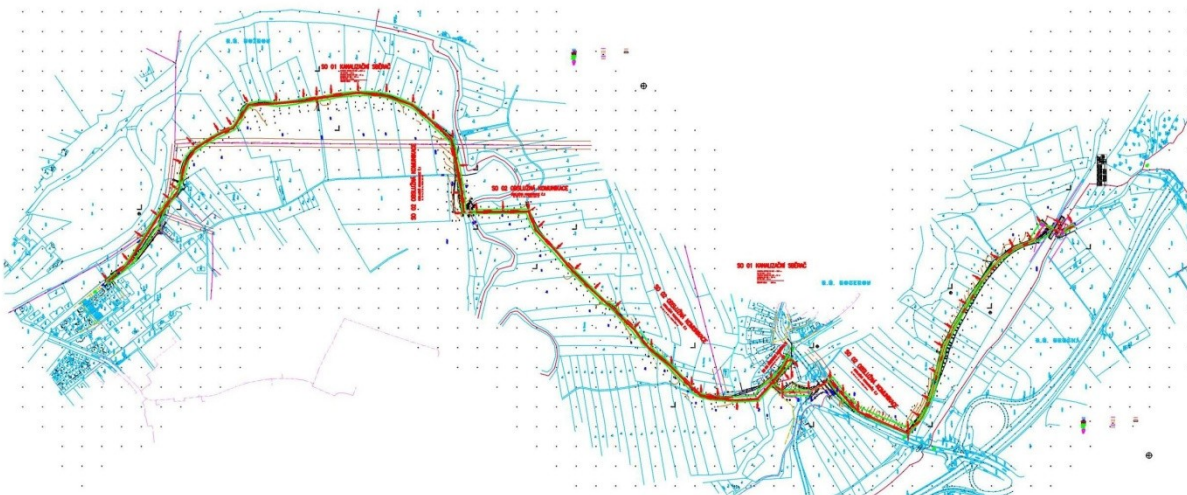
Níže je popsán návrh technologie v závislosti na získaných informacích z pramenů uvedených v literatuře a informací získaných konzultací s odborníky z praxe. V této práci jsou uvažované návrhy odůvodněny, avšak je možné, že samotná výstavba proběhne jinak. Při projektování se zhotovitel bude s největší pravděpodobností řídit vlastním instinktem a užije postupy a technologie, které má ve své praxi osvědčené a již mohly být v minulosti s úspěšností aplikovány na jiné stavbě s podobnými podmínkami. Do návrhu technologie mikrotunelování je zahrnuto následující:

- návrh, popř. úpravy ve vedení trasy
- návrh typu mikrotunelovacího stroje a mikrotunelovací hlavy
- návrh technologie odtěžení zeminy
- volba protlačovacích trub a jejich posouzení na tlačnou sílu
- návrh startovacích a cílových šachet
- návrh revizních šachet

4.1. Trasa

Trasa celého Úslavského sběrače již byla v minulosti naplánována projektantem pro vodohospodářské stavby. Počátek trasy je tedy situován v Plzni – Božkově, pod ulicí K Jezu, poté prochází přes část Plzeň – Koterov a končí v Plzni – Bručná. Její délka je 3,445 km [12].

Trasa sběrače postupuje od ulice K Jezu až k břehu řeky, kde je situován první podchod pod řekou. Trasa je pak vedena přes zemědělské pozemky do Koterova. Dále je trasa sběrače vedena pod řekou a pod násypovým tělesem železniční tratě do Bručné. Situace trasy II. etapy je znázorněna na Obr. 16.



Obr. 16 – Situace trasy II. etapy Úslavského kanalizačního sběrače v Plzni [12]

Výstavba metodou mikrotunelování probíhá v následujících krocích:

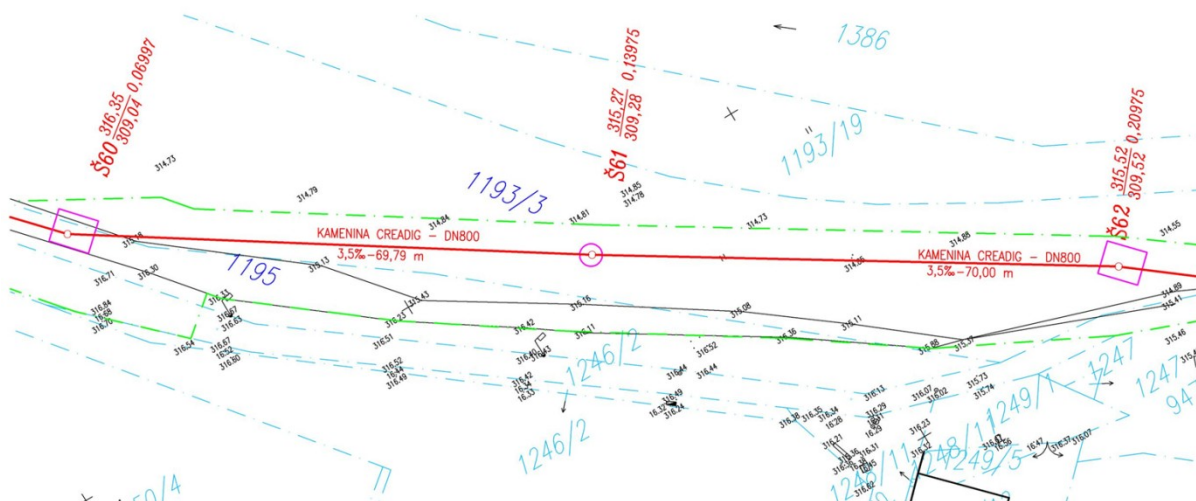
- 1) výstavba startovací jámy
- 2) výstavba cílové jámy
- 3) výstavba tunelu = dílo

Otázkou vhodně zvolené trasy je pak nejen místní geologie, ale také možnost plánování přímých úseků mezi startovací a cílovou jámou. Problém by mohl nastat v zastavěných oblastech, kde se mohou vyskytovat různé překážky, vzniklé lidskou činností. Je však nutné zvážit geologickou situaci vzhledem k obrusnosti mikrotunelovací hlavy, která se s postupem ražby opotřebovává. Zvolená mikrotunelovací hlava musí odolat mechanickému poškození po celou délku úseku, neboť se během ražby nedají nástroje k vrtání, umístěné na mikrotunelovací hlavě, vyměnit. V takovém případě by musel být mikrotunelovací stroj vytažen na povrch a výměna nástrojů provedena tam. Taková situace může nastat také tehdy, dojde-li k náhlé změně geologie a je potřeba nasadit skalní hlavu. Je proto nutné zhodnotit navrženou trasu podle toho, prochází-li pod budovami např. velké výrobní haly, kde by bylo obtížné vytažení stroje. Trasa navržená dle [12] je vedena, jak bylo výše popsáno, především v nezastavěných oblastech a prochází pouze pod ulicemi, nebo zemědělskými pozemky.

Jako optimální délka úseku mezi startovací a cílovou jámou je považována hodnota 100 až 120 metrů. Avšak dle [5], kde jsou délky úseku voleny dle DN, je možné pro DN 800 mm uvažovat s délkou protlaku až 150 m. Ale v původním návrhu toto dodrženo není. Trasa dle [12] je znázorněna na Obr. 16. Mezi šachtami se v návrhu vyskytují vzdálenosti mezi cca 30 – 70 m. Tato skutečnost je však ovlivněna tím, že revizní šachta se umísťuje tam, kde je vybudována startovací a cílová jáma. Ale revizní šachty nemohou být od sebe vzdáleny více než 70 m. Pokud by bylo nahlíženo na trasu z geotechnického hlediska, bylo by možné některé místa upravit, sjednotit dva úseky do sebe, nebo některé úseky prodloužit. V tomto případě se revizní šachty vybudují dodatečně. Příklad, kde se dala trasa upravit, je znázorněna pomocí Obr. 17, kde se nachází část trasy od šachty 92 do šachty 94. Jedná se v tomto případě o dva úseky rozdělené šachtou 93 na úsek o délce 70,46 m a 32,74 m. Z pohledu geotechnických pravidel pro výstavbu metodou mikrotunelování by bylo možno vybudovat úsek od š. 92 do š. 94 jako jeden. Celková délka 103,2 m by se pohybovala na straně bezpečné, kdy by nemělo dojít k velkému opotřebování vrtných nástrojů. Důležité je však posoudit materiál trub, zda bude schopen na tuto délku odolávat potřebné protlačovací síle. Na délku 103,2 m bude zapotřebí vybudovat 1 revizní šachtu, která může být vybudována dodatečně. Je možné tak ušetřit čas, jenž je nutný na přesměrování tlačné stanice nebo přemístění staveniště k další jámě v rámci úseku š. 92 – š. 94.

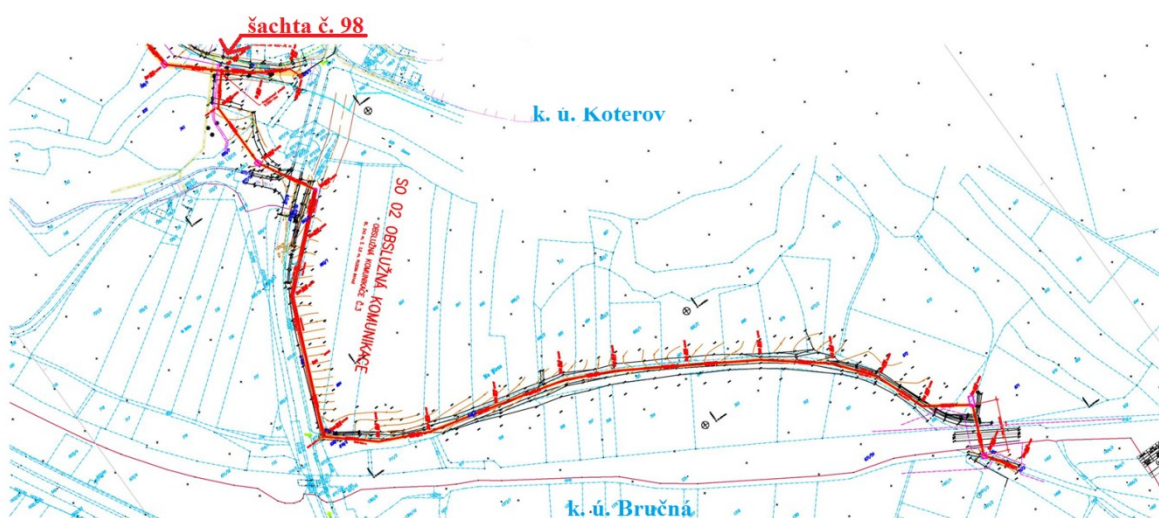


Stejná situace se také vyskytuje v případě, kdy jsou vedle sebe plánované dva úseky o délce 70 m, které je možno vyrazit v jednom kroku při délce protlačování přibližně 140 m. Na tuto situaci budou v dalším oddíle navrhovány protlačovací trouby. Situace je znázorněna na Obr. 18.



Obr. 18 – Situace stavby - š. 60 až š. 62 [12]

Poslední úsek vybudovaný v menším profilu má délku 1141 m. Část sběrače v profilu DN 400 mm je znázorněn na Obr. 19.



Obr. 19 – Poslední úsek o DN 400 mm [12]

4.2. Návrh typu mikrotunelovacího stroje a mikrotunelovací hlavy

Dle inženýrsko-geologického průzkumu se v zájmovém území v hloubkách uložení sběrače ve větší míře vyskytují štěrkové zeminy a slabě až silně zvětralé břidlice. Je možné tak uvažovat užití stroje Iseki TCC Unclemole 980 s upravenou zeminovou hlavou, která byla využita při výstavbě I. etapy. V případě výskytu nezvětralých nebo velmi málo porušených břidlic s občasným výskytem spilitů, by mohl být nasazen opět mikrotunelovací stroj, užitý v I. etapě, tedy Iseki TCC/R Unclemole 980, který je uzpůsoben i pro protlak v jílech. Pro skalní podloží je také možné užít stroje s klasickou skalní hlavou Iseki TCS Unclemole Super 980, který však nebude vykazovat příliš optimální postupy v zeminách. Pokud bude docházet k proměnlivosti geologie, budou celkové postupy velmi nízké. Zároveň je jeho využití finančně náročnější z důvodu časté potřeby údržby a jeho nasazení by muselo být pečlivě zváženo. Pro ražbu posledního úseku, kde DN potrubí je 400 mm, může být využit stejný stroj, popř. i se stejnými úpravami hlavy s vnějším profilem 545 tedy Iseki TCC Unclemole 545 či pro ražbu ve skalních horninách Iseki TCS Unclemole Super 576.

Parametry	Iseki TCC Unclemole 545	Iseki TCC Unclemole 980
Vnitřní průměr [mm]	400	800
Vnější průměr [mm]	545	980
Délka [mm]	2100	2592
Standartní Ø šachty [mm]	2500	3250
Minimální Ø šachty [mm]	1500	2500
Váha [t]	0,92	4,8
Rychlost otáček [ot/min, 50Hz / 60Hz]	3,6 / 4,3	2,0 / 2,4
Krouticí moment [Nm, 50Hz / 60Hz]	0,84 / 0,70	6,20 / 5,17
Pohon [kW]	3,7	15
Max. velikost valounů, balvanů [mm]	180	320
Profil potrubí pro suspenzi [mm]	50	80

Tab. 4 – Parametry mikrotunelovacího stroje Iseki TCC Unclemole 545 a 980 [15]

Parametry	Iseki TCS Unclemole Super 576	Iseki TCS Unclemole Super 980
Vnitřní průměr [mm]	400	800
Vnější průměr [mm]	576	980
Délka [mm]	2960	3000
Maximální délka modulu [mm]	1110	1255
Standartní Ø šachty [mm]	3250	3500
Minimální Ø šachty [mm]	2250	2000
Váha [t]	1750	6100
Rychlost otáček [ot/min, 50Hz / 60Hz]	5,8 / 4,8	16,6 / 13,7
Krouticí moment [Nm, 50Hz / 60Hz]	11,8 / 14,1	11,9 / 14,2
Pohon [kW]	7,5	30
Max. velikost valounů, balvanů [mm]	90	240
Pevnost v tlaku valounů, balvanů [MPa]	200	200
Pevnost v tlaku horniny [MPa]	100	150
Profil potrubí pro suspenzi [mm]	50	80

Tab. 5 – Parametry mikrotunelovacího stroje Iseki TCC Unclemole 576 a 980 [15]

4.3. Návrh technologie odtěžení zeminy

Jedná se především o volbu technologie dopravy vytěžené zeminy ke startovací jámě, odkud bude vertikálně dopravena na povrch. Neoptimálnějším řešením je všechny práce provádět co nejlépe a zároveň v co nejkratším čase, při co nejnižších nákladech. To je základ, ze kterého vychází návrh mikrotunelování v této práci. Proto je uvítáno každé zrychlení dopravy zeminy, která může zabírat velkou část z celkového pracovního cyklu.

Možnosti, se kterými je vhodné počítat, jsou uvedeny v kapitole 1.1. Princip metody mikrotunelování, kde je uvedený stručný popis druhů dopravy zeminy. V dnešní době se vzhledem k efektivnosti, času a k dobrým zkušenostem z předešlých staveb používá především hydraulická doprava zeminy. Její volba pro tuto práci je kromě dobrých zkušeností také mělká HPV. Princip a podmínky metody hydraulické dopravy zeminy jsou následující.

Metoda je vhodná pro DN až 1200 mm, délky protlačování až 150 m, trasa může být vedena v oblouku nebo jako přímá. Pro ražbu v oblouku je nutné užít řídicí a navigační systém této ražbě uzpůsoben. Hydraulická doprava zeminy je vhodná pro zeminy i skalní horniny, nad nebo pod HPV. Princip spočívá v promíchání rozdrčené zeminy v mísící komoře s transportním médiem a dopravě potrubím, v profilu od DN 80 mm až do 200 mm, k separaci. Po oddělení zeminy je médium zpět vraceno k čelbě. Celý systém je uzavřený a médium zde koluje až 3 dny. Poté se namíchá nová směs. V transportním systému může docházet k ucpávání tohoto potrubí, proto je potřeba při lepivých zeminách zvýšit rychlost proudění, zejména brát v úvahu vertikální dopravu, kde rychlost klesá vlivem gravitace a třením o stěnu potrubí. Separace probíhá buď gravitačně pomocí soustavy kalových nádrží a sít, nebo pomocí hydrocyklónu, jež je metoda rychlejší, ale je mnohem finančně a energeticky náročnější.

Velkou výhodou je možnost udržení protitlaku proti působení podzemní vody, který je jednoduše kontrolován automaticky počítačem. Tímto je zamezeno sedání, či tvoření průvalů. Výhody spočívají i v rychlosti montáže a demontáže a razicí výkon až 20 m/den. Vzhledem k tomu, že při postupu ražby se pokládá definitivní potrubí zároveň s ražbou, eliminuje sedání, či vznik poklesových kotlin okamžitým podepřením výrubu. Vzhledem k výše zmíněným výhodám je navržena hydraulická doprava zeminy s transportním médiem bentonit + voda pro málo nebo úplně nepropustné jemnozrnné zeminy a polymer + voda pro ražbu v hrubých štěrcích bez příměsí jemnozrnných částic. V I. etapě výstavby byly jako médium vybrány tyto tři typy směsí:

- bentonit: Eurogel Xtra
- polymer: CR 650 a Liqui Sperse

Liqui Sperse je polymer, který se navrhuje proti flokulaci bentonitových výplachů nebo k ředění a stabilizaci bentonitů před přidáním jiných produktů. CR 650 je polymer vyvinutý k dopravě a stabilizaci čelby při ražbě v nesoudržných zeminách, s případným výskytem větších úlomků. Může být využit jako jediný produkt, nebo v kombinaci s jinými produkty [13].

U výplachových médií se nepředpokládá žádná stabilizační funkce, a proto je dále vhodné uvažovat s opatřením, kdy se prostor nadvýlomu doinjektuje, aby nedošlo k jeho sednutí vlivem zatížení z povrchu. Zamezí se tak vznik poklesové kotliny a náhlého tlaku na trouby.

Transportní potrubí se pokládá stejně s postupem ražby ve dvou provedeních, kdy jedním je médium přiváděno k čelbě a druhým je namíchaná zemina s transportní kapalinou odváděna k separaci. Při výstavbě I. etapy postačovala hodnota DN 100 mm pro toto potrubí, proto je možné jej užít pro pokračování výstavby.

Geologie	Příměsy	Dávkování
Pojivé půdy Např. jíly, slíny, břidlice,	CR-650 PENETROL XTRA Marsh Viskosita: 31 – 60 s	0,7 – 2,9 kg/m ³ 0 – 2,0 kg/m ³
Pojivé půdy → jemný písek	EURO-GEL XTRA CR-650 PAC L Marsh Viskosita: 35 – 60 s	10 – 25 kg/m ³ 0 – 0,3 kg/m ³ 0 – 1,0 kg/m ³
Jemný písek → hrubý písek	EURO-GEL XTRA AMC PAC R XAN-BORE Marsh Viskosita: 40 – 90 s	25 – 30 kg/m ³ 0,2 – 1,0 kg/m ³ 0 – 1,0 kg/m ³
Střední písky → štěrk	EURO-GEL XTRA AMC PAC R XAN-BORE PENETROL XTRA Marsh Viskosita: 60 – 120 s	30 – 35 kg/m ³ 0,5 – 1,0 kg/m ³ 0,5 – 3,0 kg/m ³ 0 – 1,0 kg/m ³

Tab. 6 – Přehled základních směsí a jejich použitelnost pro geologické podmínky [11]

4.4. Volba protlačovacích trub a jejich posouzení na tlačnou sílu

Vzhledem ke zvolené technologii mikrotunelování se uvažuje kruhový tvar kanalizačního sběrače. Kruhový tvar splňuje optimálně všechny požadavky kladené na kanalizační stoky. Jako je např. průtoková rychlost, problémy při vzníkání usazenin v rozích profilu, náročnost výstavby apod. Výběr materiálu protlačovacích trub nezáleží pouze na geotechnických faktorech. Každý materiál vykazuje různé vlastnosti a je vhodný pro různé situace. Příkladem může být vysoká křehkost, tuhost nebo naopak přílišná poddajnost. Dalším důležitým faktorem mohou být i finanční náklady a z geotechnických faktorů můžeme uvést případ, kdy některé drsnější materiály mohou vykazovat vyšší tření s určitým druhem zeminy. Volba materiálu je konzultována a schválena jak investorem, tak dodavatelem, který výše zmíněné faktory posuzuje.

Druhy materiálů, které je možno použít pro výstavbu kanalizační stoky dle [5]:

- železobeton, který je vhodný pro DN větší než 150 mm
- kamenina, pro DN větší než 150 mm
- polymerbeton, pro DN větší než 250 mm
- čedič, pro DN od 100 mm do 600 mm
- sklolaminát, pro DN od 160 mm do 1280 mm
- ocel, pro DN do 1200 mm
- a speciální sendvičové trouby, tedy složené ze dvou různých materiálů

Vždy je ale nutné, aby trouby splňovaly tyto kritéria:

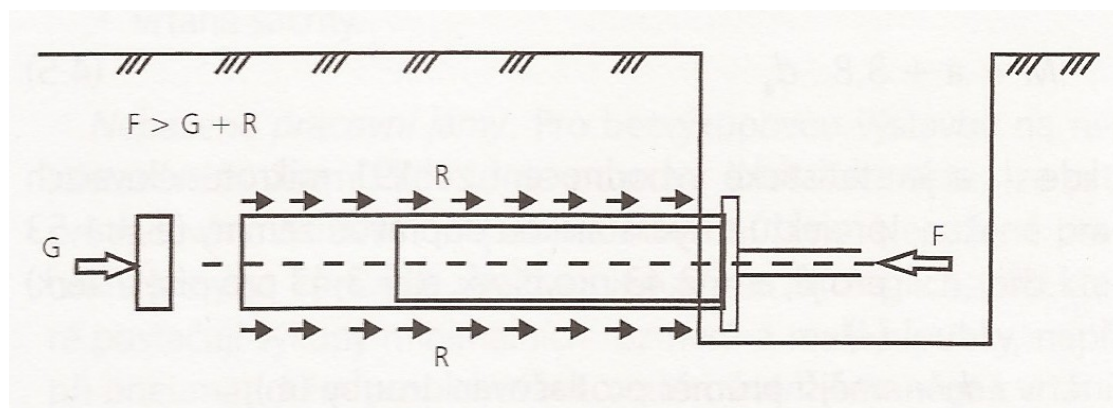
- materiál trub musí přenést zatížení od zeminy a musí odolávat mechanickému poškození od pevných částic vyskytujících se v odpadních vodách a chemickému působení odpadních vod
- trouby se navzájem spojují tak, aby spoj nevystupoval nad vnější obvod trub, čímž by docházelo ke zvyšování tření mezi zeminou a protlačovanými troubami, zároveň musí tyto spoje odolávat poškození během protlačování, což by mělo za následek nevodotěsnost těchto spojů
- spoje musejí být tak poddajné, aby dovolily směrové řízení protlačované kolony

4.4.1. Výpočet tlačné síly

Konec I. etapy nacházející se v ulici K Jezu je vybudován v profilu 800 mm. Protože následující etapa zde bezprostředně navazuje, je prvním vstupem pro návrh vhodné zvolit profil 800 mm, pokud si projektant vodohospodářských staveb neurčí jinak a to z důvodů čistě vodařských. Pro tento návrh bude uvažován mikrotunelovací stroj Iseki TCC Unclemole 980, který byl využitý pro výstavbu I. etapy.

Návrh vhodného materiálu je založen na výpočtu protlačovací síly. Každý takový výpočet je pouze orientační hodnotou, ale pro účely návrhu je dostačující. Není možné do návrhu zapracovat spoustu nepředvídatelných jevů, které se mohou v průběhu výstavby objevit. Následující postup je sestaven dle [5].

Pro efektivní protlačování trub musí být překonána síla odporu zeminy Obr. 20. Odpor zeminy je síla, jež se skládá z odporu zeminy při vnikání štítu do zeminy G a odporu zeminy, vzniklém od plášťového tření R .



Obr. 20 – Schéma sil působících při protlačování [5]

Odpor proti vniknutí štítu do zeminy se dále rozkládá na tyto tři složky:

1. Odpor proti vniknutí štítu do zeminy G_b
2. Odpor proti vniknutí vrtné hlavy do zeminy G_{vh}
3. Síla vyvolaná pažením v podobě zemního klínu, nebo výplachem G_p

A. Výpočet maximální dovolené protlačovací síly:

$$F_{\text{dov}} = A \cdot \frac{\frac{\beta_{\text{LD}}}{\max \sigma}}{\sigma_0} \quad (4.4.1.1)$$

$$A = \frac{(d_{a \min}^2 - d_{i \max}^2) \cdot \pi}{4} \quad (4.4.1.2)$$

A – plocha přenášející tlak [mm²]

β_{LD} – pevnost trubního materiálu v tlaku [Mpa]

$d_{a \min}$ – nejmenší vnější průměr trouby [mm]

$d_{i \max}$ – největší vnitřní průměr trouby [mm]

γ - součinitel bezpečnosti [-]

$\max \sigma / \sigma_0$ – poměr maximálního přípustného napětí a napětí při rovnoměrném zatížení trouby [-]

F_{dov} – maximální dovolená protlačovací síla při přímém protlačování trub [N]

B. Výpočet odporové síly G dle ISST:

$$G = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{a,s}^2 \cdot p_0 \quad (4.4.1.3)$$

$d_{a,s}$ - vnější průměr štítu [m]

p_0 – odporový tlak, který působí na štít [kPa]

G – odporová síla proti vnikání řezného štítu do zeminy [kN]

C. Výpočet plášťového tření:

$$M = a + 3,8 \cdot d_a \quad (4.4.1.4)$$

a – statistické vyhodnocení ze 191 mikrotunelovacích projektů s hydraulickou dopravou zeminy – 3,43 pro písek/štěrk [-]

d_a – vnější průměr protlačovací trouby [m]

M – plášťové tření [kPa]

D. Výpočet odporové síly od plášťového tření:

$$R = M \cdot l_{op} \cdot l \quad (4.4.1.4)$$

M – plášťové tření [kPa]

l_{op} – obvod pláště trouby [m]

l – délka protlaku [m]

R – odporová síla od plášťového tření [kN]

Dle podkladů [12] je projektantem vodohospodářských staveb vybrán jako vhodný materiál kamenina o DN 800 a délce trub 2 m. Díky výstupům z výstavby I. etapy [11], kde byly použity stejné trouby, je možné stanovit hodnoty odporu a tlačných sil v závislosti na geologických podmínkách. Tyto hodnoty jsou stanoveny jako průměrné z ražby I. etapy.

	Terasové šterky	Břidlice
p_0 [kPa]	200	400
Síla tlačné stanice [kN]	1650	650

Tab. 7 – Hodnoty odporu a tlačných sil kameninové trouby o DN 800 mm [11]

Celková hodnota odporu a potřebné tlačné síly je pro břidličnaté prostředí značně nižší. Tato skutečnost je způsobena tím, že v případě pevného skalního podloží může být vnikání rezné hlavy do masívu G obtížnější, ale tato hodnota představuje z celkové hodnoty odporu cca max. 1/3. Větší míru na rychlost a obtížnost postupu kolony má odporová síla od plášťového tření R . Uvažujeme-li prostup nesoudržnými zeminami, je nutné počítat s okamžitým deformováním masívu. Řezná hlava sice vytváří nadvýlom, ale tento prostor je v místě šterkové terasy nebo písčitých zemin prakticky ihned zaplněn zeminou a tření se zvyšuje. V prostupu pevnou kompaktní břidlicí nedochází k okamžitému sedání a nadvýlom se nedeformuje, tření je podstatně nižší.

Maximální tlačná síla, kterou je možno působit na kameninové trouby o DN 800 mm je dle [5] 2478 kN. Tuto hodnotu si obvykle stanovuje výrobce.

Protlaky dle podkladů [11] pro DN 800 dosahovaly hodnot 122 m v zeminách. Posudek je vypracován pro méně příznivou situaci z pohledu plášťového tření, tedy protlak v nesoudržných zeminách. Budeme-li uvažovat hodnotu protlaku pro upravenou trasu, tedy až 140 m, zvýší se také potřebná protlačovací síla. Na tuto sílu musejí navržené trouby vyhovět.

Hodnota plášťového tření je na základě podmínek ražby I. etapy stanoven jako:

$$G = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,98^2 \cdot 200$$

$$\underline{\underline{G = 151 \text{ kN}}}$$

$$R = M \cdot l_{op} \cdot l$$

$$1650 - 151 = M \cdot 3,047 \cdot 122$$

$$1499 = M \cdot 371,734$$

$$\underline{\underline{M = 4,032 \text{ kPa}}}$$

V této hodnotě je obsažen proměnný koeficient a, který je možno užít pro výpočet odporu pro protlak 140 m. Hodnota odporu od plášťového tření je pak pro protlak do 140 m:

$$R = 4,032 \cdot 3,047 \cdot 140$$

$$\underline{\underline{R \doteq 1720 \text{ kN}}}$$

Dle tohoto výpočtu by se celková síla, kterou bude muset tlačná stanice vyvodit, měla rovnat hodnotě:

$$1720 + 151 = 1871 \text{ kN}$$

Tato hodnota se jeví jako vyhovující vzhledem k maximální možné tlačné síle 2478 kN. Kameninové trouby je tedy možno použít a jeví se jako vhodné zejména pro jejich vlastnosti. Mezi ty nejdůležitější jistě patří to, že vzhledem k délce doby užívání tohoto materiálu prošel docela značným vývojem a jeho vlastnosti se také po léta zdokonalují. Suroviny pro výrobu kameniny představují především přírodní materiály, což snižuje energetickou náročnost výroby. Jedná se o materiál, který je pevný, odolný proti chemickému působení, vykazuje dlouhou životnost a zároveň se jedná o recyklovatelný materiál. Jeho stěny jsou hladké, a tak je ztíženo vytváření usazenin a ucpání kanalizace.

4.5. Návrh rozměrů startovacích a cílových šachet

Šachtou rozumíme dílo svislé nebo vodorovné, hornického nebo stavebního charakteru, u kterého převládá délka oproti příčným rozměrům. Budují se z důvodu technologických. Svou funkci tak splní již během výstavby. Umisťují se dle pravidel pro umístění revizních šachet, neboť se po ukončení prací sekundárně využijí pro osazení revizních šachet. Ušetří se tak náklady za hloubení revizních šachet zvlášť. K tomuto problému se opět vyjadřuje projektant vodohospodářských staveb. Z geotechnického hlediska je výhodné razit větší úseky a revizní šachty osazovat dodatečně.

Rozměry startovací a cílové neboli dojezdové jámy, jsou odvozeny z rozměrů všech součástí vystrojení jámy. Vystrojením startovací šachty se rozumí:

- zapažení šachty
- osazení opěrné stěny
- umístění tlačné stanice
- instalace mikrotunelovacího stroje v přesné poloze, kde započne ražba
- instalace řídicího systému
- umístění technologie pro odtěžení zeminy
- odvodnění

Pažení šachet se navrhuje v závislosti na geologii, HPV a na metodě výstavby. Při metodě mikrotunelování není možné užít nezapažených šachet, neboť hloubka těchto šachet dosahuje zpravidla až několik metrů. Vzhledem k výhodě mikrotunelování, kdy je možné jej užít v zastavěných oblastech, protože nedojde k velkému zásahu do okolí, by bylo nerozumné popř. nemožné použít svahovaných stěn. Základním rozdělením pažení se rozumí, zda se dá použít opakovaně, nebo zůstane-li pažení po zasypání šachty v masivu. Pro tento konkrétní projekt bude výhodné užít pažení, které se použije opakovaně. Protože na každém úseku se budují startovací a cílové šachty opakovaně.

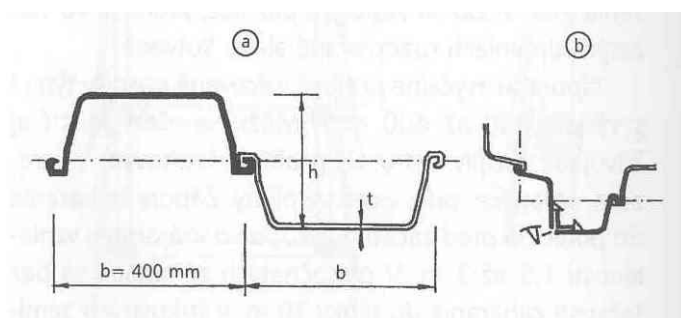
Do skupiny pažení použitelné opakovaně patří:

- příložné pažení – soudržné zeminy, nad HPV
- záporové pažení – nesoudržné zeminy, nad HPV
- štětovicové pažení – pod HPV
- standardizované pažení – pro standardní rozměry
- segmentové pažení – prefabrikované pažení
- monolitické pažicí stěny – pilotové stěny, milánské stěny
- spouštěné pažení – studny, kesony

Při úvaze pro výstavbu startovacích a cílových šachet v zájmovém území ÚKS přicházejí v úvahu tyto typy pažení:

- pažení štětovými stěnami – štětové stěny typu Larsen
- spouštěné pažení – kesony
- segmentové pažení

Nevýhoda spouštěného pažení je náročné provedení. Pažení se spouští z terénu, nebo z lešení, beraněním nebo podhrabáváním břitu, tj. klesáním vlastní tíhou. V dnešní době se tento typ pažení nahrazuje jinými, méně náročnými a rychlejšími postupy. Pro návrh bude nejvhodnější užít štětových stěn typu Larsen Obr. 21. Tyto stěny se dají použít opakovaně, jsou lehce dostupné na trhu, levné, a vykazují relativní jednoduchost provádění. Tyto stěny se zabírají na potřebnou hloubku a pod jejich ochranou se hloubí jáma. Nedochází tak ke zborcení stěn jámy při hloubení v nesoudržných zeminách ani velkým přítokům vody. Při dosažení podloží z krystalických břidlic, je možné užít sbíjecích impaktorů a zapažení je možné provést ze stříkaného betonu vyztuženého Kari sítí. Pro vyšší stabilitu jsou stěny dále zajištěny rámy z válcovaných profilů.



Obr. 21 – Ocelové štětovnice typu Larsen: a) příčný řez, b) úprava nároží [4]

44

Pro takto sestavené pažení bylo vypracováno posouzení pomocí programu Geo5 – Příloha č. 1 - 6. Posuzovaná jáma je označena číslem 76. Jáma bude vyhloubena do hloubky 5 m, pažící konstrukce je vetknuta 1 m pod dnem jámy. Geologie jámy je vyhodnocena dle podkladů [12] a výška ustálené hladiny podzemní vody se nachází 1,5 m pod terénem. V praxi by bylo potřeba toto pažení posoudit nejspíše jako 3D model. Toto řešení však přesahuje rámec diplomové práce a jednoduché posouzení a zhodnocení pro tyto účely postačí. Posouzení vychází ze situace, kdy je posuzována delší stěna jámy obdélníkového půdorysu. Pažící konstrukce bude na této stěně více deformovaná z důvodu působení zemních tlaků na větší plochu. Rozpěrné rámy zde byly vymodelovány jako pružinové podepření, jejichž tuhost I je odvozena experimentálně a pro IPE 300 je $I = 100 \text{ kN/m}$. Z přibývající hloubkou jsou použity větší profily a jejich tuhosti jsou odvozeny procentuálně na základě velikosti průřezového modulu W . Konstrukce vykazuje deformace odpovídající hodnotě 15,3 mm. Maximální povolená deformace pažící stěny je odvozena dle [9]. Její hodnota je zde stanovena jako:

$$s = \frac{L}{200} \quad (4.5.1)$$

L - délka pažící konstrukce [mm]

s – maximální dovolená deformace [mm]

$$s = \frac{6000}{200}$$

$$\underline{\underline{s = 30 \text{ mm} \geq 15,3 \text{ mm}}}$$

Hodnota deformace nepřesahuje povolenou hodnotu a nedojde tak k porušení pažící stěny.

Osazení opěrné stěny se provádí z důvodu roznesení síly, potřebné k zatlačení trub, do okolního masivu. Předpokladem je pak to, že okolní masiv bude tuto sílu schopen přenést. Opěrné stěny se nejčastěji budují jako betonová stěna, která se dále opírá o výztužnou konstrukci pažení. Přes tyto prvky je pak síla přenesena do masivu. O únosnost se v masivu postará pasivní odpor zeminy. Při klidovém stavu konstrukce vzniká v zemině tlak v klidu, to znamená, že konstrukce není do zeminy zatlačována. Ve chvíli, kdy započne ražba, tlačná

stanice začne působit na roury a mikrotunelovací stroj silou, jež je dána výpočtem. Touto silou působí tlačná stanice na opěrnou stěnu popř. vyztuženou konstrukci pažení, která je zatlačována do masivu. Hodnota tlaku v masívu začne poměrně rychle narůstat a ve chvíli, kdy se pootočení konstrukce blíží hodnotě 0,01 výšky konstrukce, dojde k plné aktivaci pasivního odporu zeminy. Při výstavbě v zeminách, které nejsou schopny zatížení od tlačné síly přenést, je možné užít některých způsobů úpravy hornin a zemin. Může se jednat o zeminy zvodněné, neúnosné, nebo např. výstavby v mělkých hloubkách, neboť hodnota pasivního odporu stoupá s hloubkou masívu. Možnosti takovéto úpravy spočívají v zainjektování okolí jámy a zvýšení pevnosti masívu. Při výstavbě v relativně únosném masívu, ale malé hloubce, je možné přitížením povrchu napodobit výstavbu ve větších hloubkách, namodelováním výšky masívu a zvýšením zmíněného pasivního odporu zeminy. Toto přitížení je možné provést ze soustavy betonových panelů, přivezených na stavbu a použitelných opakovaně pro další obdobné podmínky.



Obr. 23 – Tlačná stanice ve startovací jámě [11]

Výstavba Startovacích a cílových jam proběhne tedy pod ochranou pažící konstrukce ze štětovnic IIIN s vyztužením rámy z válcovaných profilů dle Obr. 22. V každé jámě je zapotřebí zpevnění dna pomocí betonu, které bude sloužit nejen zamezení nežádoucích přítoků zespod jámy, ale také jako podklad pod tlačnou stanicí. V případě I. etapy byly zhotovovány startovací šachty v rozměrech 4,640 m na 6,040 m [11]. Jak uvádí výrobce

mikrotunelovacího stroje Iseki TCC Unclemole 980, standardní rozměr startovací jámy je 3250 mm [15]. Tuto hodnotu je pak nutno navýšit v závislosti na volbě typů všech výše zmíněných částí vystrojení jámy a včetně započítání manipulačního prostoru. V dojezdové jámě pak není žádná technologie zapotřebí a na povrchu se jen přistaví jeřáb, který vytáhne mikrotunelovací stroj po dojezdu z jámy. Dojezdové jámy je možné vybudovat v rozměrech 3,940 x 3,940 m [11], jako v případě I. etapy, nebo jejich rozměr snížit. To je možné, bude-li stroj vytažen na dvě etapy, kdy se přední část zhruba v 1/3 délky stroje odmontuje a dopraví na povrch a v druhém kroku se vytáhne zbytek stroje. Pro tento případ by bylo možné jámy vybudovat v kruhovém tvaru, s pažením např. poskládaném ze segmentů, o Ø 2,5 m.

4.6. Návrh revizních šachet

Počet, rozměry a vzdálenost revizních šachet od sebe navrhne projektant vodohospodářských staveb. Dle jejich umístění se volí umístění startovacích a cílových šachet, nebo se, jak již bylo zmíněno, provedou dodatečně. Je možné je zhotovit monoliticky Obr. 23, nebo se osadí prefabrikovaná šachta Obr. 24.

Osazení prefabrikovaných šachet je zcela jistě jednodušší a rychlejší řešení. Rozměr šachty se odvíjí od DN kanalizační stoky. Problém může nastat v místě, kde se trasa sběrače láme v určeném úhlu. Osazení prefabrikované šachty může být problematické, neboť směrové vedení mikrotunelování počítá s jistou odchylkou, ale rozměry prefabrikovaných dílců jsou přesné. Toto řešení může být obtížné, ale nebude nemožné. Pro osazení se použije speciálních tvarovek a dotěsnění pomocí bandáží.



Obr. 24 – Výstavba monolitické revizní šachty [11]



Obr. 25 – Osazení prefabrikované revizní šachty [11]

5. Technicko – organizační plán

Při návrhu stavby takového charakteru, jako je například kanalizační sběrač, je nutné, aby celý návrh byl značně propracovaný. Projektant zvažuje i jiné varianty provedení stavby nejen vzhledem k samotné technologii, ale také k postupu výstavby touto technologií. Tyto náhradní varianty jsou vždy vítané. Protože během každé výstavby se mohou objevit nečekané komplikace, které je při metodě mikrotunelování nutné očekávat s každým vyraženým metrem. Je to především z toho důvodu, že inženýrsko-geologický průzkum sebezpečněji proveden, nebude nikdy schopen zmapovat veškeré překážky v plánované trase. Vzhledem k malým hloubkám ve srovnání s výstavbou běžných tunelových staveb, se zde objevují komplikace způsobené lidskou činností. Kde se řadí také rozmanitá geologie, vzniklá výstavbou násypových těles nebo např. skládek. Zároveň je nutné při těchto změnách geologie do návrhu zapracovat možnosti využití různých typů mikrotunelovacích hlav.

V následujících odstavcích je popsán návrh technicko-organizačního plánu pro část II. etapy budované v DN 800 mm. Technicko-organizační plán je vytvořen pomocí časového plánu, který se váže na I. etapu Úslavského kanalizačního sběrače, kde se objevuje podobná geologie jako v navrhované II. etapě. Časový plán byl tedy vypracován pomocí souhrnných zpráv [11]. Vstupní hodnoty pro výpočet celkového času jsou průměrné hodnoty časů v I. etapě výstavby. V této práci je uvažováno více variant s ohledem na potřeby investora. Tyto potřeby se týkají především snížení délky trvání výstavby s případným nezbytným zvýšením finančních nákladů. Protože může nastat situace, kdy bude toto opatření nevyhnutelné a je nutné s ním počítat.

Uvažované alternativy jsou založeny na použití jednoho nebo dvou strojů s uvažováním metod výstavby, které byly již zmíněny v kapitole 4.1. Trasa. Tyto metody spočívají v délce jednotlivých ražených úseků. První typ je proveden na základě dokumentace dle [12], kde se uvažuje délka protlaku do 70 m. Druhý typ je upravená trasa, kde se najednou provedou dva úseky s délkou protlaku do 140 m mezi šachtami, které se nacházejí v rovině. Podmínkou je pak dodatečná výstavba revizních šachet.

Technicko-organizační plán je vypracován pro část trasy v DN 800 mm. Primárně se zde uvažuje použití mikrotunelovacího stroje Iseki TCC Unclemole 980 s upravenou zeminovou hlavou. V celé trase není zastížena situace, kde by mělo dojít k problémům při

potřebě náhle stroj vyjmout. Je tak možné uvažovat nasazení pouze jednoho typu a v případě, kdy dojde k náhlé změně geologického profilu a bude zapotřebí razit skalní hlavou, bude její výměna možná v řádu 2 týdnů. Předpokladem je také to, že prováděcí firma má oba typy hlav ve vlastnictví, nebo ošetřenou ve smlouvě jejich okamžitou mobilizaci od vlastníka na stavbu. Tím bude zamezeno zbytečných ztrátových časů. Při výstavbě však bude nutné s nějakými ztrátovými časy počítat. V modelových příkladech časových plánů je užíván koeficient, který obsahuje všechny ztrátové časy. Tento koeficient byl stanoven dle [11] a nabývá hodnoty 1,4.

5.1. T-O plán za použití jednoho stroje a jedné mechanizace

Jedná se v podstatě o metodu výstavby, kdy se postupuje systematicky, práce provádí jeden stroj při užití jednoho zařízení staveniště. Celkový čas potřebný na výstavbu je nejdelší možný, a při komplikacích, jako je např. porucha stroje dojde k zastavení výstavby.

Postup prací je následovný. Je potřeba prvotní montáž zařízení do předem vyhloubené startovací šachty a příprava zařízení staveniště. Následuje postup ražby v určeném směrovém vedení, do předem vyhloubené dojezdové šachty. Umístění startovacích a cílových šachet je ob jednu tak, že začíná-li trasa šachtou č. 59 a dále jsou šachty číslovány systematicky popořadě, první startovací šachta je č. 60. Z šachty č. 60 se provede protlak do šachty č. 59, technologie v šachtě se otočí a ražba pokračuje k šachtě č. 61. Nejdelší technologické časy zabírají právě stěhování technologie a její montáž v další startovací šachtě. Otočením tlačné stanice v šachtě se zredukuje potřebný počet stěhování technologie pro případ, kdy by se trouby tlačili jen jedním směrem. V konečné dojezdové šachtě je provedena demontáž zařízení. V Přílohách 7 a 8 jsou vypracovány časové plány, podle kterých jsou vytvořeny níže uvedené výsledky.

Denní průměr ražby	17,32	m/24 hod
Průměr na montáž/demontáž	4290	min
Průměr na otočení tlačné stanice	4855	min
Průměr na přestěhování	9373	min
Průměr na ražbu roury	94,34	min/rouru
Průměr na vkládání roury	45,29	min/rouru

Tab. 8 – Vstupní parametry pro výpočet celkového času na ražbu dle [11]

celkem [min]	441843	
celkem [den]	307	Ztrátový čas (koef)
celkem [měsíc]	10,233	1,4
Celkem	14,3	měsíců

Tab. 9 – Výsledný čas pro původní verzi trasy

celkem [min]	347106	
celkem [den]	241	Ztrátový čas (koef)
celkem [měsíc]	8,033	1,4
Celkem	11,2	měsíců

Tab. 10 – Výsledný čas pro upravenou trasu

Je zřejmé, že při větších délkách protlaku je snížen celkový čas na stavbu. Je zde však nutné počítat s tím, že bude nutné dodatečně vybudovat revizní šachty v maximálních vzdálenostech 70 m od sebe.

5.2. T-O plán za použití dvou strojů a dvou mechanizací

V situaci, kdy bude potřeba dokončit výstavbu v dřívějším termínu, bude uplatněno nasazení druhého stroje stejného typu. Teoreticky by se doba měla snížit o polovinu. Stroje budou nasazeny ve stejnou dobu, např. tak, že první stroj zahájí ražbu od začátku trasy a druhý od poloviny. Náklady na výstavbu by se neměly nijak rapidně změnit. Náklady na výstavbu jedním strojem, který se nyní uvažuje použít pouze v polovině trasy, se sníží také na polovinu. K tomu přibudou náklady na výstavbu druhým strojem, které by se měly rovnat předešlým. Celkové náklady se z teoretického pohledu pohybují ve stejné úrovni jako náklady na výstavbu jedním strojem. Vzhledem k těmto skutečnostem se jeví úvaha s použitím dvou strojů jako neoptimálnější.

Otázkou je pak to, zdali bude výhodnější užít při ražbě druhým strojem stejný typ hlavy, tedy upravenou zeminovou hlavu, nebo standardně vybavenou zeminovou hlavu, nebo hlavu skalní. Skalní hlava by pak mohla být rovnou nasazena v místech, kde se její potřeba dá očekávat. A stroj s hlavou zeminovou by razil sběrač systematicky od začátku trasy. Je zde však riziko takové, že skalní hlava bude vykazovat postupy velmi nízké a masív vlastnosti,

kteře by upravená zeminová hlava bez problémů překonala. Skalní hlava se osvědčila při ražbě I. etapy zejména v místech, kde se v masívu vyskytovaly průniky bazaltových magmatických hornin – spilitů. Zde dosahovala pevnost horniny průměrně 50 MPa. Vzhledem ke skutečnosti, že v zájmovém území se nevyskytují místa, kde je obtížné náhle vykopat stroj, je možné vzít v úvahu variantu, že skalní hlava bude k dispozici, ale ražba bude probíhat hlavou zeminovou. Náklady na náhlé vykopání jámy pro vytažení se mohou pohybovat v mezi 200 – 300 tis. korun. Přičemž nasazení skalní hlavy znamená navýšení zhruba o 1/3 celkových nákladů na pronájem stroje. Je tedy prokazatelně výhodnější také z ekonomického hlediska užít upravenou zeminovou hlavu primárně. Otázkou je pak také, zda úpravy stroje nebudou zbytečně navyšovat náklady a tak by druhý stroj mohl být vybaven standardní hlavou do zeminového prostředí. Mohla by pak být nasazena přímo v místech, kde se očekává výhradně výskyt zemin, nebo silně zvětralých břidlic. Není však nikdy vyloučen výskyt balvanů, či překážek, či náhlé změny geologie. Upravená zeminová hlava je vhodná do většího rozptylu geologie a pevností hornin a potřebná výměna řezných nástrojů, či jejich oprava na razícím zařízení se jeví jako zbytečné náklady i časové ztráty.

Závěrem této kapitoly je řešení, kdy bude ražba probíhat dvěma stroji, které budou pracovat současně, na upravené trase, tedy s úseky o délce do 140 m. Oba stroje budou vybaveny upravenou zeminovou hlavou, tedy stejným typem, jako byl použit v ražbě I. etapy. Předpokládáme-li břidlice, vyskytující se v trase, do třídy pevnosti R4, které by tato upravená hlava měla překonat. V případě potřeby razit ve skalním prostředí, bude možné skalní hlavu dopravit na stavbu a vyměnit. Potřebný čas na výměnu, tedy zhruba 2 týdny, představuje hodnotu, se kterou je možno počítat. Zvláště ve srovnání se ztrátovými časy z pomalé ražby nebo poruchám standardní zeminové hlavy. Výhodou tohoto řešení je, že v případě poruchy jednoho stroje, bude druhý stroj pokračovat v ražbě a výstavba se zcela nezastaví.

6. Ekonomicko – technický rozbor nákladů

Metoda mikrotunelování může představovat i výhodu z hlediska finančních nákladů ve srovnání s jinou možnou variantou, která by byla vhodná při výstavbě Úslavského kanalizačního sběrače. Vezmeme-li v úvahu variantu, kdy by trouby byly ukládány do předem vyhloubených a zapažených rýh, je důležitým aspektem hloubka uložení potrubí. Neboť samotná metoda mikrotunelování se při nízkých hloubkách může jevit jako nevýhodná a zbytečně nákladná. [2]

Je však nutné podotknout, že toto platí pouze v případě, kdy není voda velkou překážkou. To může nastat ve chvíli, kdy je problematické pouhé vyhloubení rýhy, neboť se s každou lžící zeminy odebrané místo zaplní vodou. Jak tomu docházelo také při výstavbě I. etapy, u které se metoda výstavby ve výkopech prostřídala s metodou mikrotunelování [11]. Logicky pak dochází k prohloubení nákladů.

V této práci jsou obecně shrnuty náklady na výstavbu, aplikované na úsek I. etapy od šachty č.59 do šachty č.98, tedy úsek budovaný v DN 800 mm. Tento úsek je dlouhý 2333,8 m (2200,12 m bez šachet). Situace je znázorněna na obr. 29. V Tab. 12 a 14 jsou shrnuty náklady na samotnou metodu mikrotunelování a metodu ukládání do hloubených, zapažených rýh. Toto zhodnocení je značně zjednodušené pro účely této práce. Nejsou zde uvedeny náklady s metodami spojené. Jedná se pouze o zhodnocení nákladů na samotné práce. Pro metodu mikrotunelování se zde nezapočítávají náklady na výstavbu startovacích a cílových jam, jejich rozepření, pažení apod. Pro metodu s ní srovnávanou zde nejsou uvedeny náklady na přeložku sítí, či veřejného osvětlení a náklady na případné potřebné zpevnění okolního masívu např. injektáží okolí rýhy.

Podklady pro výpočet metody mikrotunelování byly vytvořeny v závislosti na délce výstavby. Náklady pro výstavbu do rýh, jsou vázány k délce trasy. Zjednodušení výpočtu také zapříčinilo obtížné získávání podkladů, protože během vývoje této práce se výstavba II. etapy ÚKS dostala již do veřejné soutěže, ačkoliv byla původně plánována až za 2 až 3 roky. Oba tyto výpočty byly provedeny na základě podkladů dodaných firmami Iseki Microtunnelling [15], Subterra a.s. [11] a Michlovský – Protlaky a.s. [16].

Stroj:	Iseki TCC Unclemole 980				
DN:	800	mm	Šachty	Počet	Délka [m]
Délka trasy:	2333,8	bm	Startovací	13	6,04
Délka trasy bez šachet:	2200,12	Bm	Cílové	14	3,94
Délka výstavby:	11,2	měsíců (max. délka protlaku je 140 m)	Odpočet šachet [m]:		133,68

Tab. 11 – Vstupní hodnoty pro výpočet nákladů pro mikrotunelování

	kč/měs	kč/bm	Na celou stavbu [kč]
Náklady na stroj:			
Pronájem stroje celkem:	1750001		19600011
Údržba:	391029		4379525
Náklady na obsluhu (dispečeri):	856804		9596205
Ostatní práce:			
Geodetické práce:	102774		1151069
Personální náklady:	935967		10482830
Náklady na obsluhu (dělníci):	216509		2424901
Náklady na ostatní strojní zařízení:	989550		11082960
Potrubí:		14512	31928141
Ostatní materiál:			500000
Režie:			
			15000000
Σ [kč]			106145642
Σ [kč/bm]			48 245

Tab. 12 – Náklady na výstavbu vybraného úseku metodou mikrotunelování

Průměrná hloubka výkopu [m]	5
Šířka výkopu [m]	1,4
Délka trasy [m]	2333,8
Celkový objem výkopu [m ³]	16336,6
Celková plocha pažení [m ²]	23338
Délka výstavby [den]	241

Tab. 13 – Vstupní hodnoty pro výpočet nákladu na výstavbu metodou ukládání trub do rýh

Výstavba		m.j.	kč/m.j.	Celkem [kč]
Rozebrání vozovek (podkladní vrstvy + asfalt)	m ²	3267,32	185	604454,2
Vodorovné přemístění vybouraných hmot na skládku	t	2548,51	480	1223284,608
Poplatek za skládku-suť	t	2548,51	115	293078,604
Pomocné práce -zaj.+ ochrana inž. sítí	kpl	1,00	195 000,0	195000
Vytýčení sítí	kpl	1,00	55 000,0	55000
Hloubení rýh tř.1-4 vč. pažení	m ³	16336,60	1 025,0	16745015
Dtto tř.5-7	m ³	16336,60	1 586,0	25909847,6
Vodorovné přemístění na skládku - zemina	m ³	12091,4	215,0	2599654,827
Poplatek za skládku - zemina	m ³	4245,18	165,0	700455,063
Potrubí z trub kameninových	m	2333,80	15 680,0	36593984
Obetonování potrubí + deska B12,5	m ³	2800,56	2 350,0	6581316
Odvoz na meziskládku-tam + zpět + naložení	m ³	12091,4	455,0	5501595,099
Zásyp jam a rýh se zhutněním	m ³	12091,4	215,0	2599654,827
Obnova krytu vozovek vč. značení	m ²	3267,32	1500	4900980
DIO vč. vyřízení + projekt vč. omezení dopravy	kpl	1,00	150000	150000
Čerpání vody, 24 hodinový provoz	hod	5784	2 500,0	14460000
Σ [kč]				119113319,8
Σ [kč/bm]				51 038

Tab. 14 - Náklady na výstavbu vybraného úseku metodou ukládání trub do rýh

Ačkoliv by se v ražbě v nízkých hloubkách jistě ukázalo, že výstavba ve výkopech bude levnější, není zaručené, že její náklady by během výstavby nemohly stoupat a konečná sazba by převýšila sazbu za metodu mikrotunelování. Přestože trasa neprochází ve větší míře zastavěným územím. Bereme-li v úvahu výstavbu v nivě řeky Úslavy, je nutné počítat s vysokými přítoky a s největší pravděpodobností také potřebou upravit okolní masív např. metodou injektování, toto by znovu zapříčinilo zvýšení celkových nákladů. V místě, kde je naopak horizont uložení potrubí ve větších hloubkách, bude výkop náročný na výstavbu i na celkové náklady. Není však vyloučeno, že v některých místech, nebude vůbec možné výkopy provést, jak již bylo zmíněno v úvodu kapitoly. K celkové ceně mikrotunelování by pak bylo nutné připočíst hloubení jam a cenu za jejich zapažení. Uvažujeme-li obecně hodnotu 100 000 Kč za provedení 1 m jámy vč. zapažení, celkové náklady by stouply na hodnotu cca 51 tis. Kč/bm.

Závěrem této kapitoly je názor, že výstavba metodou mikrotunelování je bezpodmínečně výhodná pro celou trasu z důvodu charakteru zájmového území, ve kterém se trasa sběrače nachází.

7. Závěr

Mezi výstavbou a vypracováním této práce se předpokládal minimálně dvouletý rozdíl. Avšak tato problematika se dala nečekaně do pohybu a v době dokončování se již nacházela ve veřejné soutěži. Což způsobilo značné ztížení získávání pramenů. Práce je zaměřena především na užití pouze metody mikrotunelování. Neboť považuje její výhody za přesvědčující. Je možné, že výstavba bude probíhat obdobně, jako bylo navrženo v této práci avšak každý projektant i dodavatel se řídí vlastním úsudkem. Budou v tomto případě jistě přihlížet ke zkušenostem získaným na jiných stavbách. Tyto zkušenosti autor práce postrádá. Tato práce je však inspirovaná nejen výsledky mikrotunelování z I. etapy výstavby, ale také zkušenostmi konzultantů z firem dodávajících podklady. Některé body návrhu byly pouze posouzeny, jedná se o technologie, které byly při výstavbě I. etapy vyhovující a proto se zvažují i pro pokračování.

Jedním z hlavních přínosů této práce je zamyšlení se nad způsobem výstavby, tedy Technicko-organizační plán. Dle zjištěných výsledků je možné vybudovat Úslavský kanalizační sběrač v úsecích dlouhých 140 m. V místech, kde je trasa vedena v rovině a je rozdělena na dva úseky o délce až 70 m, bude výhodné z hlediska času tyto úseky spojit a razit najednou. Zároveň z této kapitoly vyplývá situace, kdy budou současně pracovat dva stroje a celkový čas výstavby by tak mohl být maximálně zkrácen. Tímto opatřením by mělo dojít také ke snížení nákladů, což je dalším neméně významným hlediskem. Zkrácením doby výstavby, by se zkrátila doba zásahu do okolí, ačkoliv při užití metody mikrotunelování je tento zásah minimální, ale i tato skutečnost musí být brána v potaz. Při každé výstavbě je nutné počítat s aspekty, jako jsou prašnost od projíždějících nákladních aut, hluk, zásah do prostředí, odpad vyprodukovaný na stavbě apod.

Seznam použitých pramenů

Literatura

- [1] FRANCZYK, Karel a Martin MATUŠKA. Mikrotunelování 800mm DN na ražbě Úslavského sběrače v Plzni. *NODIG*. 2013, roč. 19, č. 1, s. 15-16.
- [2] FRANCZYK, K. *Vybrané problémy mikrotunelování: disertační práce*. Ostrava: VŠB – TU Ostrava, Fakulta stavební, 2008. 108s., 17 příl.
- [3] FRANCZYK, Karel a Jaroslav LOUČIM. Využití bezvýkopových technologií na projektu Čistá Berounka v Plzni. In: *18. konference o bezvýkopových technologiích: 17. a 18. září 2013 Plzeň*. Praha: Česká společnost pro bezvýkopové technologie, 2013, s. 84 - 87. ISBN 978-80-904551-3-9.
- [4] HULLA, Jozef a Peter TURČEK. *Zakladanie stavieb*. Bratislava: Jaga group, 1998, 332 s. ISBN 80-889-0505-2.
- [5] KLEPSATEL, František a Jaroslav RACLAVSKÝ. *Bezvýkopová výstavba a obnova podzemních vedení*. 1. české vyd. Bratislava: JAGA, c2007, 144 s. ISBN 978-80-8076-053-3.
- [6] STEIN, Dietrich. *Practical guideline for the application of microtunnelling methods: for the ecological, cost-minimised installation of drains and sewers*. Bochum: Stein spol. partner, 2005. ISBN 978-398-1064-803.
- [7] STEIN, Dietrich. *Trenchless technology for installation of cables and pipelines: for the ecological, cost-minimised installation of drains and sewers*. Bochum: Stein spol. partner, 2005. ISBN 30-001-4955-4.
- [8] SUDOP PARDUBICE. *Plzeň Božkov - Koterov, Úslavský kanalizační sběrač - 2. etapa: Inženýrsko-geologický průzkum - Závěrečná zpráva*. Pardubice, 2011.

[9] ŠIMEK, Jiří, Ján JESENÁK, Jaroslav EICHLER a Ivan VANÍČEK. Mechanika zemin. Vyd. 1. Praha: SNTL, 1990, 387 s. ISBN 80-030-0428-4

[10] TLAMSA, Jiří. ARCADIS GEOTECHNIKA. *Zpráva o výsledcích inženýrsko-geologického průzkumu pro přípravu projektu "Čistá Berounka - etapa II"*. Praha, 2010.

Firemní materiály

[11] Obchodní materiály firmy Subterra a.s.

[12] Obchodní materiály firmy Sudop Project Plzeň a.s.

Internet

[13] <http://www.amcmud.com>

[14] [http:// geologie.vsb.cz](http://geologie.vsb.cz)

[15] <http://www.isekimicro.com>

[16] <http://www.michlovsky-protlaky.cz>

Seznam obrázků

Obr. 1 – a) Schéma dopravy zeminy šnekovým dopravníkem, b) Schéma hydraulické dopravy zeminy [7]	10
Obr. 2 – a) Schéma pneumatické dopravy zeminy, b) Schéma dopravy zeminy jiným mechanickým způsobem [7]	11
Obr. 3 – Zjednodušená geologická mapa centrální části barrandiensko-tepelské oblasti [14].	12
Obr. 4 – Situace trasy I. etapy – 1. část [11]	15
Obr. 5 – Situace trasy I. etapy – 2. část [11]	15
Obr. 6 – Mikrotunelování s hydraulickou dopravou zeminy[6]	17
Obr. 7 – Tlačná stanice ve startovací jámě [Foto autor].....	18
Obr. 8 – Separace a ukládání vytěžené zeminy do nákladního auta [Foto autor].....	19
Obr. 9 – Jeřáb pro ukládání trub [Foto autor]	19
Obr. 10 – Schéma mikrotunelovacího stroje s hydraulickou dopravou zeminy[6].....	20
Obr. 11 – a) příklad zeminové hlavy, b) příklad skalní hlavy [6]	21
Obr. 12 – Upravená zeminová hlava [1]	22
Obr. 13 – Speciálně vyrobená skalní hlava [3]	22
Obr. 14 – Přehled vlivů celkových ztrátových časů pro ražbu v DN 800 [11]	24
Obr. 15 – Přehled vlivů celkových ztrátových časů pro ražbu v DN 1000 [11]	26
Obr. 16 – Situace trasy II. etapy Úslavského kanalizačního sběrače v Plzni [12]	30
Obr. 17 – Situace stavby – š. 92 až š. 94 [12]	31
Obr. 18 – Situace stavby - š. 60 až š. 62 [12]	32
Obr. 19 – Poslední úsek o DN 400 mm [12]	32
Obr. 20 – Schéma sil působících při protlačování [5]	38
Obr. 21 – Ocelové štětovnice typu Larsen: a) příčný řez, b) úprava nároží [4]	43
Obr. 22 – Schéma pažení dle [12]	44
Obr. 23 – Tlačná stanice ve startovací jámě [11]	46
Obr. 24 – Výstavba monolitické revizní šachty [11]	48
Obr. 25 – Osazení prefabrikované revizní šachty [11]	48

Seznam tabulek

Tab. 1 – Přehled délek úseků dle druhu metody a profilu potrubí [11].....	16
Tab. 2 – Přehled postupů ražby v I. etapě výstavby pro DN 800 [11].....	25
Tab. 3 - Přehled postupů ražby v I. etapě výstavby pro DN 1000 [11]	26
Tab. 4 – Parametry mikrotunelovacího stroje Iseki TCC Unclemole 545 a 980 [15].....	33
Tab. 5 – Parametry mikrotunelovacího stroje Iseki TCC Unclemole 576 a 980 [15].....	34
Tab. 6 – Přehled základních směsí a jejich použitelnost pro geologické podmínky [11]	36
Tab. 7 – Hodnoty odporu a tlačných sil kameninové trouby o DN 800 mm [11]	40
Tab. 8 – Vstupní parametry pro výpočet celkového času na ražbu [11]	50
Tab. 9 – Výsledný čas pro původní verzi trasy	51
Tab. 10 – Výsledný čas pro upravenou trasu	51
Tab. 11 – Vstupní hodnoty pro výpočet nákladů pro mikrotunelování.....	54
Tab. 12 – Náklady na výstavbu vybraného úseku metodou mikrotunelování.....	54
Tab. 13 – Vstupní hodnoty pro výpočet nákladu na výstavbu metodou ukládání trub do rýh .	54
Tab. 14 - Náklady na výstavbu vybraného úseku metodou ukládání trub do rýh.....	55

Seznam příloh

Příloha 1 – Posudek pažení – zemní tlaky – dokument

Příloha 2 – Posudek pažení – zemní tlaky - obrázek

Příloha 3 – Posudek pažení – vnitřní síly - dokument

Příloha 4 – Posudek pažení – vnitřní síly - obrázek

Příloha 5 – Posudek pažení – deformace - dokument

Příloha 6 – Posudek pažení – deformace - obrázek

Příloha 7 – Technicko – organizační plán – časový plán pro trasu dle [12]

Příloha 8 – Technicko – organizační plán – časový plán pro upravenou trasu

Poděkování

Děkuji panu doc. Ing. Karlu Vojtasíkovi, CSc., vedoucímu diplomové práce, za odborné vedení a cenné rady. Rovněž děkuji panu Ing. Karlu Franczykovi, Ph.D. za poskytnutí materiálů a pomoc při jejich zpracování, za jeho ochotu a čas, který mi věnoval. Děkuji také své rodině a nejbližším přátelům za podporu během celého studia.